



TITLE:

コンクリート構造物の健全度評価
と補修システムに関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

樫山, 好幸

CITATION:

樫山, 好幸. コンクリート構造物の健全度評価と補修システムに関する
研究. 京都大学, 2002, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2002-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r10848>

RIGHT:

コンクリート構造物の健全度評価と補修システムに
関する研究

2001 年 8 月

縦 山 好 幸

コンクリート構造物の健全度評価と補修システムに関する研究

	目次	頁
第1章 緒論		
1.1 本論文の背景		1
1.1.1 維持管理の現況		1
1.1.2 橋梁の変状要因		4
1.1.3 構造物の補修・補強の現況		12
1.1.4 維持管理のあり方		14
1.2 本研究の目的		16
1.3 本論文の構成		18
参考文献		21
第2章 変状実態を踏まえたマネジメントシステムの提案		
2.1 はじめに		22
2.2 コンクリート構造物の課題と対策		22
2.2.1 概要		22
2.2.2 新設構造物		23
2.2.3 既設構造物		29
2.3 マネジメントシステムの提案		33
参考文献		34
第3章 反射波法を用いた非破壊試験の空隙調査の適用性		
3.1 まえがき		36
3.2 反射波法を用いた非破壊試験の概要		37
3.2.1 概説		37
3.2.2 衝撃弾性波法(A)		37
3.2.3 衝撃弾性波法(B)		38
3.2.4 超音波反射法		38
3.3 供試体による適用性確認試験		39
3.3.1 供試体試験の概要		39
3.3.2 試験方法		39
3.3.3 適用性確認試験結果		39
3.4 実構造物への適用性の検証		43
3.4.1 実構造物における非破壊試験の実施要領		43
3.4.2 踏掛版下の空隙検査手法への適用性		44
3.4.3 トンネル覆工背面の空隙調査への適用性		48
3.5 まとめ		51
参考文献		53
第4章 損傷を有するPC橋梁の非破壊検査と健全度評価		
4.1 はじめに		54
4.2 損傷の発生状況		55
4.2.1 外観損傷状況		55
4.2.2 損傷内部の状況		55
4.2.3 損傷状況のまとめ		56
4.3 非破壊詳細調査		57
4.3.1 詳細調査の目的		57
4.3.2 調査手法		57
4.3.3 損傷範囲ならびに内部状況の把握		59
4.3.4 PC鋼棒の健全性評価		60

4.3.5 損傷発生要因の究明	61
4.4 試験車載荷試験による健全性評価	62
4.4.1 試験目的	62
4.4.2 試験方法	62
4.4.3 試験結果	63
4.5 3次元線形要素モデルによる理論解析	64
4.5.1 損傷断面における鋼棒の評価	64
4.5.2 試験車載荷によるたわみ量評価	65
4.5.3 試験車載荷による固有値評価	66
4.6 損傷発生要因ならびに健全性評価	66
4.7 まとめ	68
参考文献	69

第5章 コンクリート構造物へのウォータージェット工法の適用性評価

5.1 まえがき	70
5.2 表面はつり処理技術	71
5.2.1 試験概要と目的	71
5.2.2 試験項目	72
5.2.3 試験結果と考察	73
5.2.4 まとめ	79
5.3 はつり処理技術	80
5.3.1 現況と問題点	80
5.3.2 試験概要	81
5.3.3 結果と考察	82
5.3.4 撤去桁を用いた現場適用性試験	85
5.3.5 まとめ	85
5.4 今後の検討課題	85
参考文献	87

第6章 床版増厚工法におけるコンクリート付着強度発現機構

6.1 はじめに	88
6.2 床版上面増厚工法および超速硬セメントの硬化メカニズムのモデル化	89
6.2.1 床版上面増厚工法	89
6.2.2 超速硬セメントの硬化メカニズムのモデル化	89
6.3 試験概要	90
6.3.1 使用材料およびコンクリートの配合	90
6.3.2 試験条件	91
6.3.3 試験項目および試験方法	92
6.4 試験結果および考察	92
6.4.1 フレッシュコンクリートの性状	92
6.4.2 圧縮強度	93
6.4.3 付着強度	94
6.4.4 付着界面の走査型電子顕微鏡観察	96
6.4.5 セメントペーストによる水和生成物の分析および水和結晶形態の観察	97
6.5 まとめ	99
参考文献	101

第7章 RC床版補強工法におけるセメント系充填材の選定

7.1 はじめに	102
7.2 セメント系充填材の要求性能	103
7.3 実験概要	104
7.3.1 実験のフローチャート	104
7.3.2 試験の内容と目的	104
7.3.3 実験に用いた充填材料	104

7.3.4 実験方法(STEP-1)	105
7.3.5 実験方法(STEP-2)	107
7.3.6 実験方法(STEP-3)	107
7.4 実験結果	107
7.4.1 STEP-1	107
7.4.2 STEP-2	113
7.4.3 STEP-3	114
7.5 まとめ	116
7.5.1 本研究により得られた知見	116
7.5.2 今後の研究課題	117
参考文献	118

第8章 橋脚の耐震補強(鋼板巻立て)におけるセメント系充填材の評価

8.1 はじめに	119
8.2 橋脚の鋼板巻立て工法の充填材に要求される性能	120
8.3 セメント系充填材の選定	121
8.4 試験概要	122
8.4.1 試験の着目点	122
8.4.2 試験方法	122
8.5 試験結果および考察	125
8.5.1 材料配合・コンシステンシ	125
8.5.2 試験体Ⅰに対する試験結果	126
8.5.3 試験体Ⅱに対する試験結果	131
8.6 結論	136
参考文献	138

第9章 コンクリート構造物の塗装系防食材の評価手法

9.1 はじめに	139
9.2 研究目的および経緯	139
9.2.1 補修技術研究の変遷	139
9.2.2 目的	139
9.2.3 検討の経緯	140
9.3 新たな検討課題	142
9.3.1 材料性能の検証	142
9.3.2 施工環境の検証	142
9.3.3 付着性能評価手法の検討	143
9.4 新たな防食材の選定と試験方法の検討	146
9.4.1 試験材料の選定	146
9.4.2 試験材料の塗装仕様および設計思想	147
9.4.3 試験体の選定	148
9.4.4 試験体への塗装	148
9.4.5 屋外暴露試験	149
9.4.6 促進試験	149
9.4.7 硬化収縮率および熱膨張率	150
9.4.8 内部応力	150
9.5 試験方法の評価	151
9.5.1 施工性	151
9.5.2 促進試験の評価	151
9.6 試験結果および評価	153
9.6.1 付着強さ	153
9.6.2 カッターナイフはく離試験	154
9.6.3 見掛けのはく離強さ	155
9.6.4 硬化収縮率および熱膨張率	157
9.6.5 内部応力	157

9.7 考察	157
9.7.1 養生後	157
9.7.2 促進試験後	158
9.7.3 試験方法間の相関	158
9.8 まとめ	159
9.8.1 現在までの到達点	159
9.8.2 今後の方針	160
参考文献	161
10. 結論	
10. 1 はじめに	162
10. 2 本論文により得られた結果	163
謝辞	171

第1章 緒論

1.1 本論文の背景

日本では、戦後の国土復興とその後の高度経済成長をむかえ、高速道路・新幹線等をはじめとして多くの社会基盤施設が造られてきた。これら急ピッチで造られた多くの社会基盤施設の一部は、2001年現在、建設後数十年を経過し、補修・補強等の保全・更新費用がかさむ時期を迎えつつある。

おりしも1999年、トンネルからのコンクリートはく離・はく落事故に始まり、高架橋からのコンクリート片の落下がマスコミに大きくとりあげられ、コンクリート構造物の維持管理のあり方、劣化対策、補修・補強等の問題認識が社会的に新たになった¹⁾。

我々土木技術者は、現在、これまで造ってきた社会基盤を21世紀において、どう維持管理し、どのように対応・対策するべきか、補修・補強および更新も視野に入れて真剣に考える時期を迎えている。

本論文は、社会基盤施設のうち、高速道路を対象にその維持管理の現況を踏まえ、コンクリート構造物の維持管理の問題点、さらに維持管理のあり方について纏めることにより、コンクリート構造物の維持管理のシナリオを提案するものである。

1.1.1 高速道路の維持管理の現況

(1) 管理延長

日本道路公団（以下、「JH」）が管理する高速道路の延長は、表1-1に示すように2000年3月末現在、6615kmに達している。法定路線11,520kmの内、約57%がすでに供用され、全国にネットワークを形成しつつある。

表1-1 高速道路の現況 ※2000年3月末現在²⁾

	延 長
法定予定路線	11 520 Km (構成比率)
基本計画延長	10 607 km (92.0%)
整備計画延長	9 342 km (81.1%)
(1) 施工命令延長	9 064 km (78.7%)
① 開通延長	6 615 km (57.4%)
② 工事中延長	2 449 km
(2) 調査中延長	278 km

(2) 構造物比率

道路構造別に見ると、高速道路ネットワークの基幹を担う縦貫道から横断道への展開に伴い、トンネル、橋梁等の構造物の占める割合が、毎年若干ずつ増加している。2000年3月末現在、表1-2に示すように橋梁延長は、935kmとなり、その道路全体に占める構成比率は、

14.4%となっている。

表 1-2 高速道路の供用延長・構造物比率²⁾

高 速 道 路	延 長	
平成 11 年度末延長	6 615.2 km	構成比率
換算管理延長	6 497.5 km	
(土工)	4 981.9 km	76.7 %
(橋梁)	935.0 km	14.4 %
(トンネル)	580.6 km	8.9 %

(3) 経年別延長

高速道路の経年は、1963 年供用の名神高速道路が供用後 37 年をむかえるのを筆頭として、全体の平均経過年数は、表 1-3 に示すように 1999 年 11 月末時点で 16.8 年となっている。ちなみに、1995 年 3 月末時点における平均経過年数が 13.7 年なので約 4 年で 3.1 年、1 年で 0.8 年伸びている。なお、経年 10 年以上の道路の延長比率は、75.5%、20 年以上は、44.3%、30 年以上は、11.0%となっている。

表 1-3 高速道路の現況 1999 年 11 月末現在²⁾

高 速	平成 10 年度	平成 11 年度
経年 2 年以上	6 394.9 km	6 452.3 km
経年 5 年以上	5 677.1 km	5 929.6 km
経年 10 年以上	4 660.5 km	4 869.4 km
経年 15 年以上	3 554.8 km	3 720.9 km
経年 20 年以上	2 579.1 km	2 859.2 km
経年 25 年以上	1 518.8 km	1 888.3 km
経年 30 年以上	649.3 km	709.6 km
平均経年数	16.0 年	16.8 年

(4) 維持管理技術の必要性

高速道路には、1 日約 395 万台（平成 11 年度）の車両の利用があり²⁾、今後の供用延長の増加やネットワーク化により交通量および大型車混入率の増大が予想される。さらに、車両の大型化、経年による道路構造物の老朽化などにより維持管理技術の最適化が要求されるとともに、ますます多様化・高度化する道路利用ニーズなどに伴い、道路機能の確保や維持管理のための通行規制の縮減などの対応も不可欠である。

(5) 維持改良費における橋梁関係費用の推移

平成 12 年度予算認可時点における保全関係予算（維持管理費）は、表 1-4 に示すように改良費、防災対策費、維持管理費とあわせて、約 3200 億円に達しており、1 kmあたり平均で約 4800 万円の費用を用いている。この維持改良費は今まで述べてきたように、開通延長の増加や経年による道路施設の老朽化等の諸要因により、その予算・比率は今後ますます増加していくと考える。維持改良費の内訳を図 1-1 に示す。

表 1-4 支出予算額²⁾

(単位：億円)

科 目	高速道路	
	平成 11 年度当初	平成 12 年度
改 良 費	1 616	1 542
防災対策費	290	290
維持管理費	1 346	1 365
計	3 252	3 197

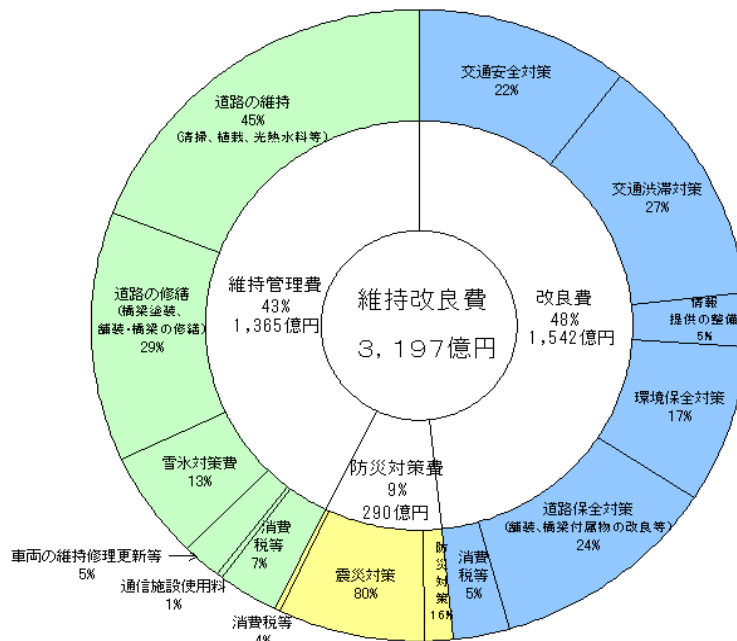


図 1-1 平成 12 年度 予算 維持改良費内訳

表 1-5 維持改良費における橋梁関係費用の推移^{JH 資料}

(単位：百万円)

科目	細目	平成 5 年度	平成 6 年度	平成 7 年度	平成 8 年度	平成 9 年度	備 考
改良費	橋梁補強	10 931	13 505	25 424	22 450	26 459	床版増厚、床版打換え、検査路および検査梯子、排水装置、伸縮継手、壁高欄補修、その他橋梁補強の合計
防災対策費	耐震対策	908	594	11 956	53 074	36 747	震災対策橋台橋脚補強（H7～）、縁端拡幅、桁間連結装置、支承改良、その他の合計
維持管理費	橋梁塗装	4 493	4 294	5 684	5 520	7 037	
	橋梁補修	572	861	379	1 267	747	伸縮継手補修、排水設備補修、その他補修の合計
	小 計	5 065	5 155	6 063	6 787	7 784	
計		16 904	19 254	43 443	82 311	70 990	

平成 5 年度から 9 年度にかけての維持改良費における橋梁関係費用の推移を、表 1-5 に示す。これからも明らかなように阪神大震災により、一時的に大きくなっている防災対策費を除いた橋梁関係費用は、経年および管理延長の増加に伴い増加している傾向がみられる。

1.1.2 橋梁の変状要因

(1) 構造物をとりまく環境の変化と社会のニーズ

1) 設計荷重

JH が建設管理する橋梁は、建設大臣（現国土交通大臣）が定めた設計条件に基づいて計画・設計している。

具体的には、

<div style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">[</div>	道路法	30 条 第 1、2 項	道路構造令
		47 条 第 2 項	車輛制限令（表 1-6 に示す）
	道路運送車両法		保安基準

等であり、この中で橋梁の設計荷重が定められている。

表 1-6 車輛制限令による一般的制限値（高速道路を含むすべての道路に適用）

一般的制限値	一般的制限値の例外
(ア) 幅 2.5m (イ) 高さ 3.8m (ウ) 長さ 12m (エ) 重量（車両＋積み荷） ◎総重量 20 t ◎軸重 10 t ◎輪荷重 5 t (オ) 最小回転半径 12m	(ア) 総重量 軸重が 9 t 以下、かつ軸数が 4 本以上のバン型及びコンテナ用のセミトレーラー連結車の総重量については、積載物のはみ出し、過積載の恐れがないことを考慮し、高速道路にあっては、34 t 以下、その他の道路にあっては、27 t 以下で建設省令で定める値 (イ) 長さ 高速道路を通行するセミトレーラー連結車で、積載物が被牽引車前後からはみだしていないものについては 16.5m

上記の基準を越えて道路を通行しようとする場合は道路管理者の許可が必要である。

JH における橋梁の設計荷重に関する経緯を、表 1-7 に示す。

表 1-7 設計荷重の経緯

	年度	設計荷重	車両編成
	S.31～	TL-20	15 t + 20 t + 15 t
	S.48～	TT-43	15 t + 43 t + 15 t
	H. 5～	TL-25	LB : 15 t + 15 t + 25 t + 15 t + 15 t

この変遷に伴い過去に下記に示す量の橋梁が設計されている。

TL-20 で設計された橋梁は、2200 橋（240km）

TT-43 で設計された橋梁は、4700 橋（590km）

現在、設計で用いている B 活荷重は、TL-20 荷重に対し、橋長により異なるが曲げモーメントで 20～30% の増、せん断力で 40～50% 増となるため、現行設計荷重と異なる設計荷重により設計された既設橋梁に対する早急な補強を実施し、ほぼ達成した状況である。

2) 交通量の増加

名神・東名高速道路の建設時の計画交通量は、1日あたり3～4万台／日程度であり、現在の実交通量は10～15万台／日は、当時では到底考えもしない状況であった。

1975年～現在に到る自動車の増加は、図1-2に示すように目をみはるものがある。

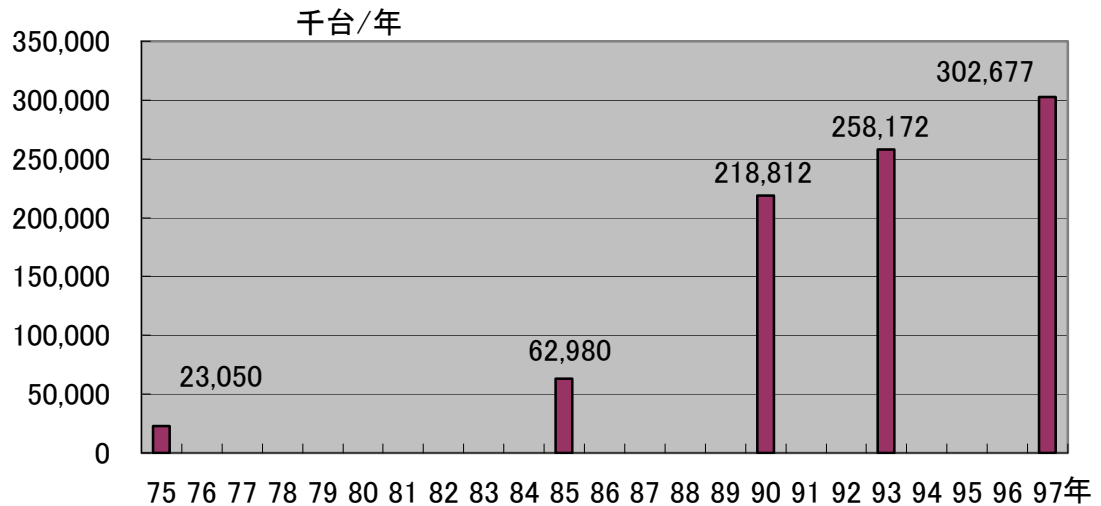


図1-2 高速道路における大型車通行台数の増加 JH資料

大型車両の通行台数は年々増加しており、例えばトラック（5トン以上）の保有台数で見ると8トン以上のシェアは、1965年に10.7%であったものが、1991年には91.6%に達している。現時点におけるトラック保有台数の経時変化を図1-3に示す。これによれば1993年から大型車は250万台を超えている状況にある。さらに、車両制限令違反の過積載車両のここ15年間の動向を見ると過積載車(軸重違反)として検挙された車数は、1982年に7.1万台が、1992年には89.3万台に至っていたが、過積載車のたゆまぬ取締りにより1996年には44.0万台に半減している。また、過積載車(総重量違反)も同様の傾向を示している(図1-3、図1-4)。

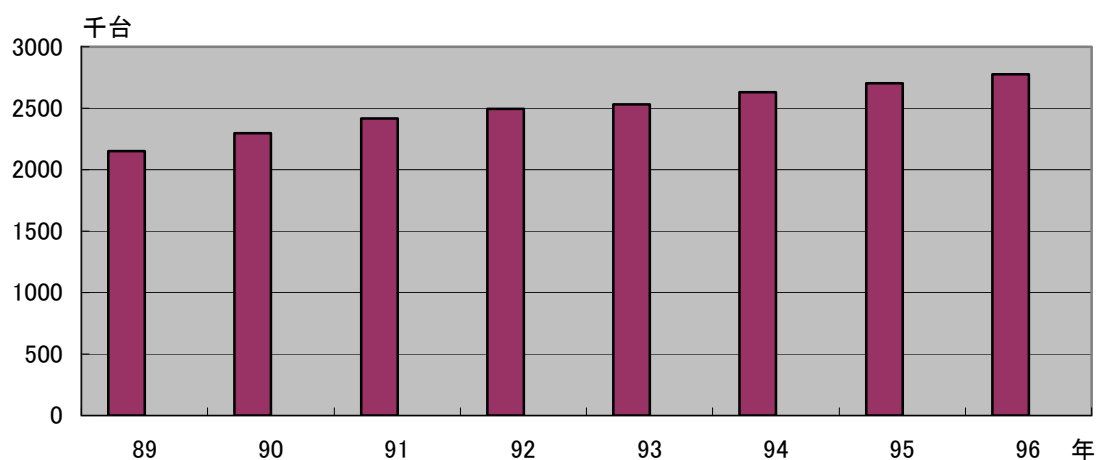


図1-3 トラック保有台数の年変化

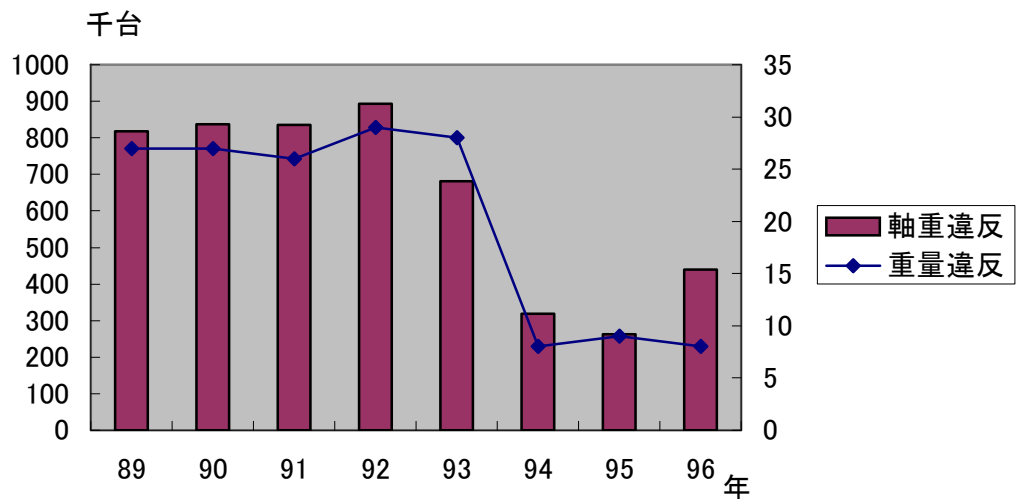


図 1-4 車輛制限令違反車両台数の推移 JH 資料

3) 疲労

既往の研究によれば、コンクリート構造物本体（桁）の疲労破壊は、載荷荷重の大きさの比の 3～4 乗³⁾、コンクリート床版の疲労破壊は、11～12 乗⁴⁾で効くといわれている。したがって、仮に車両の重量が 25% 増えると橋梁本体の寿命は約半分に、50% 増えると 30% に低下するといえる（表 1-8）。

H5 年における東名高速道路日本平の本線軸重計によれば

断面交通量 2695 万台／年 (7.4 万台／日)

大型車交通量 1039 万台／年 (2.8 万台／日)

であり、大型車混入率は 38.6% となっている。また、20t 以上の大型車は、6000 台／日と大型車両中の 20% にものぼっている。注目すべきは、そのうち、20～25t が 15.6% 4300 台、25t 以上が 4% 1100 台となっている。

橋の疲労寿命は、今まで述べてきたように、大型車混入率と交通量によって決定される。設計条件内での使用であれば疲労条件は組み込み済みであり、これだけでは疲労破壊は発生しないことになる。一方で、25tf 以上の過積載車（総重量違反）1 台の走行により高速道路の橋梁は疲労が蓄積しはじめることとなる。

表 1-8 桁および床版の疲労耐久性換算

桁	載荷荷重	3 乗		4 乗		床版	載荷荷重	12 乗	
	10t	1 倍	100%	1 倍	100%		10t	1 倍	100%
	12	1.7	59%	2.1	48%		12	9	11%
	12.5	1.95	51%	2.44	41%		12.5	14.6	7%
	15	3.375	29.60%	5.06	19.80%		15	129	2%
	20	8	12.50%	16	6.30%		20	4096	0%

(2) コンクリート構造物の現状

1) コンクリートの劣化

コンクリートの劣化は種々あるが、主なものを表 1-9 に示す。この表中に、直接の劣化原因ではないが、「初期欠陥」を劣化の一つにあえて掲げた。それは、鉄筋のかぶり不足に代表されるように、初期欠陥は早期に劣化した多くの構造物の重要な原因の一つであるからである。

環境等に起因する早期の劣化を防止するにはコンクリート構造物の設計、施工から養生に至るまで、管理・検査を現場等で確実に実施できれば可能であるが、時間、費用、技術者の不足等のため、十分な施工管理が行えない場合には環境等による早期劣化に結びつきやすい。

では、「初期欠陥がなければ劣化しないのか？」 表 1-9 からわかるように、初期欠陥がない場合でもコンクリート構造物は、使用する「材料」および構造物の設置された「環境」によって劣化する。

表 1-9 コンクリートの劣化と対策

劣化の種類	分類	原因	対策
磨耗	環境	砂・石等によるすりへり	高強度骨材選定、配合選定
疲労	外力	反復荷重の作用	疲労限界以下の応力で設計
凍結融解	環境	内部水の凍結融解繰り返し	AE 剤による空気泡の連行
アルカリ骨材反応	材料	骨材とアルカリの化学反応	反応性骨材の排除、アルカリ量の制限、遮水
鋼材腐食（中性化）	環境	炭酸ガスによるコンクリートのアルカリ性の喪失	かぶりの増大、低 W/C、コーティング等
鋼材腐食（塩分）	材料	コンクリート含有塩化物による腐食	海砂の除塩、材料・コンクリート中の塩分制限
	環境	コンクリート中への塩化物浸透（凍結防止剤含む）	かぶりの増大、低 W/C、コーティング、塗装鉄筋の使用、電気防食
微生物、酸等	環境	水和物と酸等の化学反応	かぶりの増大、低 W/C、コーティング等
硫酸塩等	環境	海水等からの塩による膨張等	耐硫酸セメントの使用
高温・火災	環境	水和物組織の破壊、水分の蒸発	表層コンクリートの防護等
ひび割れ（外力等）	外力	荷重等による応力	配筋、安全係数、配合
ひび割れ（温度等）	環境	変形の拘束	変形制御、拘束制御、用心鉄筋
その他 （初期欠陥等）	材料	コンクリート材料および配合不備	コンクリート製造時管理、運搬管理
	施工	かぶり不足、グラウト不良等	配筋管理、グラウト管理
		ジャンカ、コールドジョイント、材料分離、養生不足等	施工時の打設管理、養生管理

(注) ひび割れそのものは劣化に起因するとは限らない。

「環境」が劣化の主たる原因となっているコンクリートの劣化には、地域性が認められる。例えば日本海に面する地域では、冬の季節風が運んでくる塩化物による鋼材腐食やアルカリ骨材反応が問題となっており、凍結融解作用によるコンクリートの劣化は東北地方や北海道地区の構造物で問題となっている。同じ塩化物の問題でも「凍結防止剤」の場合には、路面凍結が問題となる地域（高速道路では日本のほぼ全域にわたる）が中心であるが、中性化による鋼材腐食の問題は、水中構造物を除き日本全国の問題である。

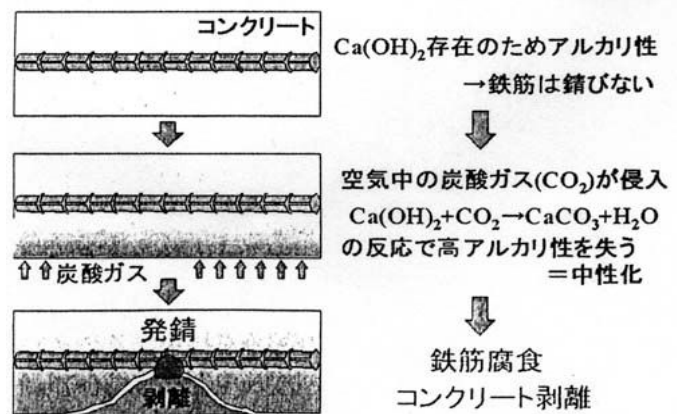


図 1-5 中性化のメカニズム

以上述べたように、構造物が置かれた環境によって考慮すべき劣化の種類および程度が異なる場合が多い。

2) コンクリート構造物の耐荷力低下の原因

コンクリート構造物の劣化とは、鋼材の劣化あるいはコンクリートの劣化から生じることになる。鋼材の劣化は、多くは鋼材の腐食が原因である。腐食により鋼材の断面が減少すると、構造物は一般にその減少に伴い耐荷力が低下する。この鋼材の腐食の原因として、前述したコンクリートの中性化やかぶり不足、ひび割れ、塩化物イオンなどがある。

コンクリート中の鋼材は、コンクリートの高アルカリ性により防錆されている。この高アルカリ性がなくなると防錆力を失い、鋼材の腐食が始まる。中性化とは、コンクリート中のアルカリ性を保持している Ca(OH)_2 が空気中の炭酸ガスと反応して CaCO_3 となることで高アルカリ性を失うことをいう。コンクリート表面（開放面）から中性化が進行するため、かぶりが小さいと鉄筋位置までの中性化が早く進むことになる。またコンクリートの配合で W/C が大きいと、毛細管間隙によりコンクリートの中性化の進行が早まる（図 1-5）。この中性化が、鋼材付近まで達すると鋼材の腐食が始まる。鉄筋は、腐食するとその体積は 2～3 倍程度に膨張し、その膨張圧でコンクリートのかぶりをはく落させる。このかぶりがはく落し始める頃では、腐食による鉄筋の断面減少はごくわずかで、構造物としての耐荷力の低下はほとんどみられない場合が多い。このかぶりのはく落の初期段階で早急かつこまめに補修することが大切である。この状態を放置しておくと鋼材の腐食が進行し、構造物の耐荷力も低下することになる。このほか、ひび割れがあるとところから水と空気が進入し、やはり鋼材腐食が生じる。

鋼材腐食を生じさせる大きな原因として塩害がある。塩害とはコンクリート中に塩分が入りこみ、これらが鋼材の不動態被膜を破壊し、局部電極を形成することにより腐食を促進するものである。特に、海岸付近の構造物においては潮風等により塩分が供給され続けることからコンクリート中の塩分濃度が高くなり、著しい鋼材腐食を生じさせる。このほかに海砂を十分除塩せずにコンクリートに用いたことによる塩害もあるが、これは中性化と複合作用

で鋼材腐食を促進させる働きをしている。

コンクリート自体の強度低下を伴う劣化（表 1-9）には、アルカリ骨材反応や凍害がある。鉄筋コンクリートにおいてもアルカリ骨材反応等でひび割れを生じる。そのため、コンクリート強度は低下するが、構造物としての耐荷力はコンクリート強度の低下ほどには低くならない。アルカリ骨材反応とは、コンクリートにアルカリと反応する骨材を用いることにより生じる。この骨材がセメントのアルカリと反応し反応生成物を骨材の表面につくり、生成物が水を吸収して膨張するため、コンクリートにひび割れが入る。すなわち、反応性の骨材とアルカリと水の 3 者の存在で生じるものである。また、凍害の場合は表面から損傷がすこしずつ進むので、容易に発見し補修することが可能である。これらのコンクリートの強度低下を伴う劣化により、鉄筋コンクリート構造物の耐荷力の低下が緊急の問題となることは少なく、また現象が表面に出てくることで早期に対策が可能なため、劣化の進行を止める対策や補修・補強が行われている。

3) コンクリート問題をめぐる変遷

当初、コンクリートは、永久構造物の材料と考えられていた。実際、小樽港百年耐久性試験⁵⁾に見られるように、入念に設計施工されたコンクリートの耐久性能には驚くべきものがある。しかし現状の実構造物は永久なものでは到底なく、構造物として用いられながら諸問題を生じ、その時時に担当したコンクリート技術者が原因を究明し、対策を重ねてきている。

今までコンクリートに関して生じた問題の時系列を表 1-10 に示す。

表 1-10 コンクリート問題をめぐる変遷

西 暦	時 代 背 景 等	コンクリートに関する問題等
1873 年	・官営セメント深川工場操業開始	
1913 年	・高炉セメントの製造開始	
1931 年	・土木学会「RC 示方書」制定	
1949 年	・初の生コン工場	・ AE 剤の導入
1955 年	・土木学会「PC 設計施工指針」制定	
1956 年	・日本道路公団設立	
1960 年		・コンクリートポンプ 実用化
1961 年		・コンクリート施工の分業化始まる
1962 年	・東海道新幹線の開通, 阪神高速道路公団設立	・高性能減水剤の発明
1963 年		・セメント製造に省エネルギー型製造法 SP キルンが導入 (セメントのアルカリ分の増加)
1964 年	・東京オリンピックの開催	・コンクリートポンプ 車開発
1965 年	・名神高速道路の全線開通	・ポンプ 圧送工法が普及, 生コン JIS 表示許可の対象になる
1966 年		・河川砂利の規制
1969 年	・東名高速道路の開通	・このころから海砂が多く使用され始める (中国・四国地域)
1970 年	・本州四国連絡橋公団設立, 大阪万博開催	・海砂・山砂の使用
1972 年	・山陽新幹線 (新大阪ー岡山間) 開通	・土木学会「コンクリートポンプ 施工指針 (案)」制定
1973 年	・第一次オイルショック	・骨材不足の深刻化
1974 年		・海砂問題の顕在化
		・土木学会「RC 示方書」改訂 海砂の塩分含有量 0.10%以下 (NaCl 換算)
1976 年	・新幹線 (岡山ー博多間) 開通 ・沖縄海洋博開催	
1977 年		・凍結防止剤 (塩化カルシウム→塩化ナトリウム (岩塩) への変化)
1978 年		・生コン工場における環境問題より 2 次水の再利用
1981 年		・このころから飛来塩分による塩害が顕在化
1982 年	・九州横断自動車道全通	・JISA6204 (コンクリート用化学混和剤) 制定

1983 年	・ NHK 「警告！コンクリート崩壊・ 忍び寄る腐食」の放映	
1984 年	・ NHK 「コンクリートクライシス」の放映	・ アルカリ骨材反応が問題化
		・ 高性能 AE 減水剤の開発
		・ 塩害対策として最小かぶり値、最大 W/C スぺーサの必要数明記
1986 年		・ JIS コンクリート中の塩化物量 300g/m ³ 以下 海砂の塩分含有量 0.04%以下 (NaCl 換算)
		アルカリ骨材反応抑制対策の記載 (アルカリ総量 3.0kg/m ³)
1989 年	・ 土木学会「コンクリート構造物の耐久性設 計指針（案）」制定	
1990 年	・ バブル崩壊	・ 酸性雨によるコンクリート劣化問題
1991 年	・ 土木学会コンクリート標準示方書改訂	・ 海砂の塩分含有量 0.03%以下 (NaCl 換算)
1992 年		・ JIS ホルタントセメントの全アルカリ量を 0.75%以下 とする
1994 年	・ 関西新空港開港	
1995 年	・ 阪神大震災，土木学会「コンクリート構造物 の維持管理指針（案）」制定	・ JISA6204 改定（高性能 AE 減水剤の追加）
1997 年	・ 東京アグリライン開通	
1998 年	・ 明石海峡大橋開通	
1999 年		・ 山陽新幹線でのコンクリート塊落下事故を機に、 コンクリート構造物の早期劣化が再び社会問題に なる
2000 年	・ 建設省が直轄工事に ISO9000 シリーズ [※] を導入	
	・ コンクリート標準示方書施工編—耐久性照査 型—への移行	・ 鋼材腐食発生限界濃度（1.2kg/m ₃ 以下）
2001 年	・ コンクリート標準示方書〔維持管理編〕の制 定	
2005 年	・ この年をめどに土木学会「コンクリート標準 示方書」全編を性能照査型に訂正	

1.1.3 構造物の補修・補強の現況

(1) 基本理念

JH が管理する高速道路は、1.1.1 で述べたように名神高速道路を始めとして供用後 30 年を越える路線も多くなってきた（表 1-3）。この間、当初の予想を大幅に上回る交通量（特に大型車）の伸びと車両の大型化等により、一部の橋梁では耐久性上有害な変状も見られるようになってきている。一方、高速道路に求められる機能として、「高速・快適・安全」が要求されており、耐荷力・耐久性の高い道路であるだけでなく走行性、情報提供や景観などのサービスでの充実が必要不可欠となってきた。さらに近年では、周辺環境への配慮も重要な課題であり、交通騒音や振動などを極力低下させる対策が多くの地域で実施されている。

また、供用区間の延伸に伴い維持改良費も増加しており、高速道路の採算性確保の観点から構造物の補修にあたっては、効率的、経済的かつ有用な工法の採用が望まれる。

このような状況から保全の基本は、既設橋梁の管理にあたり単に「壊れたから直す」という従来の事後保全的な考え方から、「変状の状況や使用環境を考慮し、適切な時期に適切な補修・補強を行う」計画保全へと移行しつつある。このとき優先して考慮すべき事項は、走行車両の円滑な交通確保であり、そのための性能を対象橋梁が満たしているかどうか判断基準となる。既設橋梁の変状の状況から早期に耐荷力が低下する恐れのある場合は、もちろん早急な補修・補強が必要となるが、その場合でもどの程度のレベルアップが必要かという判断は、その路線の交通状況や周辺環境、費用対効果などによりさまざまなパターンが想定できる。また、耐荷力の低下が直ちには始まらない場合でも、変状の状況から劣化の進行速度を予測し、交通規制が可能な時期に早めの対策が効果的な場合（予防保全）もありえる。

いずれの場合においても、最終目的は効率・効果的な道路機能の維持管理であり、橋梁の補修・補強は道路機能を維持するための手段である。これを機能的に実施するためには、橋梁保全システム（以下、「BMS」）の構築が必要である。その構成は現在の時点では、下記のように考えている。

- ① 建設データベース（設計・施工・品質管理データ、劣化に影響の大きい項目を洗い出す）
- ② 点検データベース（初期点検を踏まえた点検管理・健全度評価・補修データの蓄積）
- ③ 劣化予測・評価システム（①②より劣化を予測し補修最適時期を検討）
- ④ 補修補強工法選定システム（②より補修工法の評価を実施、最適補修工法の選定・開発）
- ⑤ 維持管理マネジメントシステム（ライフサイクルコスト(以下、「LCC」)を踏まえた IC 間毎の補修時期・程度の決定）
- ⑥ 予算管理システム（補修の優先順位の決定、説明責任への対応）

効率・効果的な橋梁保全において、最も重要なことは基本データの蓄積と点検・調査による現状把握である。定常的な点検・調査と変状データの整理に基づく適切な評価・判定に基づく補修・補強は、構造物自体の性能回復や耐久性向上に不可欠である。なお、変状を発見した時点で必要に応じて実施する詳細調査は、その後の補修・補強計画、設計の重要な基礎データとなる。橋梁の変状は、地震などのような瞬間的な破壊を除き、その大部分が非常に小さな欠陥から始まっているといっても過言ではない。そのため、点検により変状の小さなうちに発見し、適切に最小限の手当て（対策）を実施することにより、その後の寿命を大幅

に延ばすことも可能である。また変状データの蓄積からその後の変状の進行を予測し、変状が致命的になる前に最善の手当（補修）をすることも可能である。一方、このような対処が遅れた場合は、変状程度が大きくなりすぎ補修に長期の交通規制を要したり、機能の回復に余分な費用がかかったりと、効率的な保全とはなり得ない。点検や調査を定期的を実施し、そのデータを蓄積・分析することは、効率的な橋梁保全を進めるうえでの第一歩である。

(2) 補修・補強方法

既設コンクリート構造物の補修・補強は、主として下記の目的で行われるが、回復または向上させようとする機能は目的により重複する場合が多く、実際の補修・補強にあたり、ひとつの目的に対して対応するだけでなく、対象構造物の変状の状況や使用状況を適確に把握し、相互に関連する目的を総合的に判断し、効率的かつ実状に即した対策を、計画・設計しなければならない。

劣化対策
老朽化対策
車両大型化対策
走行性向上
維持管理の軽減
耐震補強

1) コンクリート構造物の性能低下の原因は、施工的要因、劣化機構（塩害、アルカリ骨材反応、中性化、凍害など）、構造的要因（基礎の沈下、側方移動など）、荷重・外力の作用（繰返し荷重、異常外力の作用、設計荷重の変化）などがあり、補修・補強対策は、対象橋梁の変状の状況（ひび割れ・はく離・遊離石灰・エフロレッセンス・鉄筋露出・腐食・豆板・空洞・その他類似の損傷）や使用状況（交通量および通行特性・海岸線付近での塩害・凍結防止剤散布による塩害・積雪寒冷地での凍結融解・河川内や海岸部におけるコンクリートの磨耗）を調査し評価することにより的確に把握し、実状に即した対策を選定する必要がある。

2) 橋梁変状部位に対する補修・補強工法の選定にあたっては、各工法の特長、効果および現状等を考慮した適切な工法を選定する必要がある。

なお現在の主な補修・補強工法を以下に示す⁶⁾。

- | | |
|-------------|-------------|
| i) 床 版 | iii) 下部構造部材 |
| ・部分打替工法 | ・RC 巻立て |
| ・上面増厚工法 | ・鋼板巻立て |
| ・下面増厚工法 | ・連続繊維シート巻立て |
| ・鋼板接着工法 | iv) その他 |
| ii) 上部構造部材 | ・防水処理 |
| ・鉄筋補強上面増厚工法 | ・断面修復工法 |
| ・鋼板接着工法 | ・全面打換 |
| ・プレストレス導入工法 | |

補強技術は、車両の大型化に対する橋梁床版の対応、耐震補強を契機として、技術開発が

なされてきた。床版補強では耐荷力の向上を目的とするが、耐震補強では脆性破壊を防止し粘りのある構造とすることが求められ、せん断耐力の向上と共に変形性能の改善を目的としている。表 1-11 は、構造部材における補強工法の適用部位と要求性能を取りまとめたものである。

なお、補修・補強対策を行ったあと、その品質管理を確認する調査技術の開発も同時に検討しておく必要がある。

表 1-11 各種の補強方法

補強目的	対策方法	方法の概要	適用部位				要求性能の向上	
			はり	柱	スラブ	壁	耐荷力	じん性
コンクリート補強部材	接着工法	鋼板接着	◎	○	◎	○	◎	
		連続繊維シート接着	◎	○	◎	○	◎	
	上部構造	プレストレス導入によるケーブル工法						
		外ケーブル工法	◎	○	○		◎	
		内ケーブル工法	◎	○		○	◎	○
		断面の増厚工法						
		上面増厚	○		◎		◎	
		下面増厚	○		◎		◎	
	打替え工法	部材の交換	○	○	◎	◎	◎	○
	下部構造	鋼板巻立て		◎		○	◎	◎
		連続繊維シート巻立て		◎		○	◎	◎
		RC巻立て		◎		○	◎	◎
		モルタル巻立て		◎		○	◎	◎
		プレキャストパネル巻立て		◎			◎	◎
構造体としての補強	はり増設工法	はりの増設	◎		◎		◎	
	耐震壁増設工法	壁の増設				◎	◎	

1.1.4 維持管理のあり方

(1) ライフサイクルコストの最適化にむけたシステムの構築

コンクリート構造物耐久性検討委員会(建設・運輸・農林水産省合同・1999.6 発足)において、下記事項が予想されている。

- ① 土木のコンクリート構造物は、50 年経過に伴い、40%の補修率、60 年経過では 60% 近くの補修率を示す。
- ② 全建設費における維持費の割合は、1999 年現在約 20~30%の間にあり、これが今後ますます増加傾向を示す。
- ③ 将来の維持管理を考えると、現在の社会基盤施設を、今後の少子・高齢化に伴い社会投資資本が少なくなる状況で管理して行かざるを得ない。

よって、現在、社会基盤施設の新設構造物の耐久性向上はもちろんの事、より効率的な点検・維持管理・補修システムの構築が望まれている。その為には、1.1.3 (1) に示した BMS を踏まえた LCC の考え方の導入が必要である。

LCC は、初期コスト、維持管理コストおよび更新コストの総和であり、構造物の寿命の長短が関係するため、十分に長い期間におけるコストの総和として評価される。経済性の評価にあたって LCC を考慮することで、より耐久性と維持管理に配慮した構造が採用されやすくなることを意図している。

LCC を設計に取り入れることの利点はこれだけではない。LCC を算出することにより、将来、どの部分に費用と手間がかかるかが一目瞭然となり、新たな技術開発を促すことも見逃せない。一方、管理者に対しては、現在の管理方法の妥当性をチェックする指標が示されることになり、LCC の最適化のための新技術の導入や将来に対するアカウンタビリティの向上にも役立つものと考えている。

(2) 維持管理の見直し

従来行なわれてきた維持管理フローを、図 1-6 に示す。

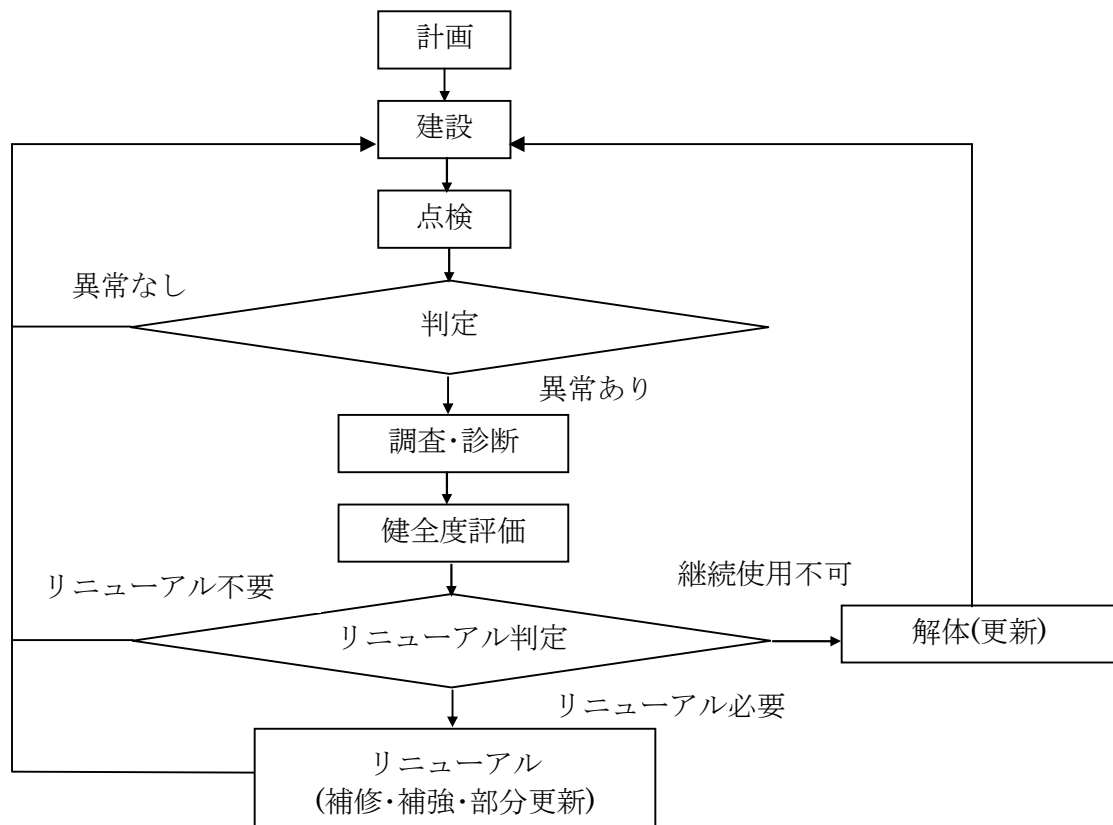


図 1-6 従来の維持管理フロー

構造物が供用開始されると、点検および状況に応じてはモニタリングが行われる。点検（日常点検および定期点検）は、あらかじめ定めた「点検マニュアル」に基づいて行われ、異常のある場合には調査・診断が行われる。点検あるいは調査診断の結果に基づいて対策工事が行われる。

従来型の維持管理は、劣化現象が表面化してから対策が施されるので「事後保全」と呼ばれている。劣化が表面化してからでも十分な対策が施せる場合は、手遅れにならない時期に劣化現象を発見する検査システムを完備しておけば事後保全でも適切な維持管理が行える。

一方、劣化現象が表面化したときはすでに手遅れとなるような劣化原因に対しては、事後保全は適切な維持管理手法とは言えない。このような場合には劣化現象が現れる前に予防的

な対策を施す「予防保全」が必要となる。同じ種類の構造物を多く保有している事業者が、少数の構造物に劣化現象を発見した場合、まだ劣化現象が表面化していないものに対しても予防的な対策を講じる場合などが予防保全である。また、「早期発見・早期治療」の考え方で劣化の初期段階で対策を施すことも予防保全と呼ばれる。

事後保全が良いか予防保全が良いかは一概には言えない。劣化のメカニズムが解明されていて劣化の諸条件が特定できる場合には予防保全が適切であるが、劣化のメカニズムが解明されていないか、あるいは劣化原因の特定技術が十分発達していない場合には、劣化しないものに対しても対策を施すようになることがあるので必ずしも予防保全が適切とは言えない。

環境条件などを調査・評価することによって劣化が予測できるような劣化原因に対しては予防保全を行い、現状技術レベルでは劣化予測が難しいような劣化原因に対しては定期的な検査によって事後保全を行うことが効率的である。

1.2 本研究の目的

今までコンクリート構造物はメンテナンスフリーであると信じられてきた。すなわち、建設時にしっかりと設計、施工がなされていれば、それだけで十分な耐久性があると考えられていた。

しかし、現状を細かに見ると、これからは新設のコンクリート構造物の耐久性を向上させるための技術研究はもちろんのこと、既設の構造物をどのようにして維持管理すれば設定した設計耐用年数まで健全に耐えられるか検討を進める必要がある。

今後、BMS を構築するにあたり、さらに詳細な検討をすることが必要な維持管理のための諸技術を列記すると下記のとおりとなる。

- 新設時からの環境予測と評価、それに伴う劣化対策・維持管理のシナリオの作成
LCC の最適化のベースとなる資産・点検・補修履歴データの体系的かつ有機的なデータベース化
- 建設時の品質管理・検査体制の完備およびデータの蓄積
- 既設構造物の検査・非破壊検査技術の開発・改善とモニタリング・健全度評価手法の開発、劣化部の除去技術・断面修復技術の発展
- 電気化学的な補修方法(電気防食工法、脱塩工法、再アルカリ化工法、電着工法)の活用
- 補修・補強工法の開発・有効性の追跡調査に基づく定量評価とその採用基準の明確化
- 性能評価の定量化と将来予測手法の確立

このためには、維持管理の基本となる点検→調査・診断→健全度評価→リニューアルをシステムの体系化することで将来の劣化予測を行い、コンクリート構造物の建設から管理段階におけるライフサイクルすべてのプロセスで最適化を図る合理的な維持管理の考え方が必要となる。特に管理段階にあるコンクリート構造物においては、現状の変状実態を定量的に把握することで構造物毎の現在の耐久性能を明確化し、設計耐用期間内で必要とされる要求性能を保持していく「性能規定型」維持管理の仕組みを早期に確立する必要がある。

コンクリート構造物毎に維持管理のシナリオデザイン（最適維持管理計画）を定めることにより、このシナリオデザインに基づいた維持管理を実施することで将来に大規模な更新を

発生させない、すなわち著しい劣化が顕在化しないうちにリニューアルを実施するような予防的維持管理を行う「計画保全」への移行により、増大する維持管理コストの縮減を視野に入れた適切かつ効率的な維持管理の実現を目指すことが必要である。このためには建設時の図面、材料、施工等のデータも、使用予定期間は維持管理が容易に行えるよう蓄積するデータベースを構築することが必要になる。

計画的な維持管理フローを図 1-7 に示す。

- ① 初期診断(点検)：建設から管理に引き渡す時点でシステム的な現状評価を行う。すなわち、想定される劣化原因について非破壊検査等で診断を行い、予防保全で対処すべきものと事後保全で対処すべきものとに分類しておく。
- ② 点検：初期診断の結果に基づき、想定される劣化現象ごとに点検計画を立てる。点検手法も、従来からの目視、たたき点検のみならず CCD カメラ、デジタルハイビジョンカメラ、レーザーによるひび割れ調査、弾性波による点検等新技術の活用はもちろんのこと、検査路の設置しにくい場所における点検ロボットシステムの採用等もあらかじめ計画しておく必要がある。また、光ファイバーや加速度計等によるモニタリングの採用も考えられる。
- ③ 調査・診断：点検により異常の有無の判定がなされ、有る場合にはその原因を特定するために非破壊または局部破壊検査等による調査・診断を行う。
- ④ 健全度評価・将来予測：調査診断結果に基づいて健全度評価を行う。データベースの構築により、劣化の将来予測が可能なものについては同時に劣化の予測も行う。
- ⑤ リニューアル判定：今すぐリニューアルすべきか否か、どの程度劣化が進行した段階でリニューアルするのが効果的かの判定を LCC に基づき実施する。现阶段での劣化に対する補修効果と、劣化がさらに進行した段階での補修効果が同じであれば、すぐに補修する必要はない。

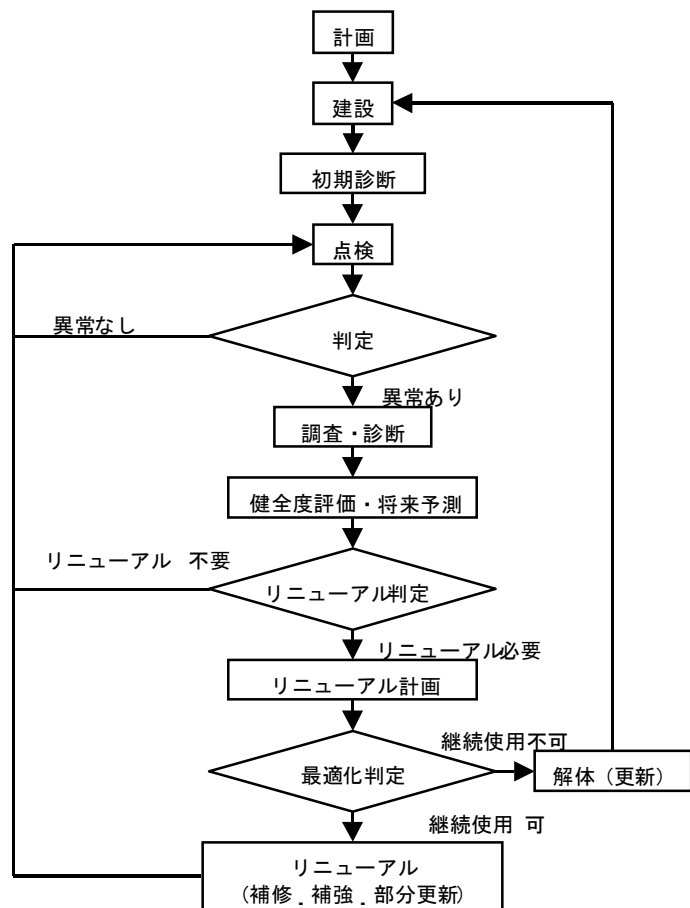


図 1-7 計画的な維持管理フロー⁶⁾

- ⑥ リニューアル計画：リニューアルが必要とされた場合は、当初の建設計画の見直しを行い、要求性能を再度設定し直した上で、実行可能なリニューアル計画を比較検討する。このとき補修方法としては、電気防食工法による対策をはじめ、劣化部を選定除去できるウォータージェット技術、断面修復技術の開発等が急務である。
- ⑦ 最適化判定：LCC等の指標に基づいて最適化の判定を行う。既存構造物を継続使用することが経済的な場合はリニューアルが選択され、作り替える方が経済的な場合には、解体・更新が選択される。
- ⑧ 以上の経緯を構造物ごとにデータベース化し、データの蓄積をはかる。
- ⑨ 蓄積したデータの解析により、ライフサイクル・コストの最適化にむけたシステムの構築をはかる²⁴⁾。

本研究は、コンクリート構造物の維持管理の現況と問題点を踏まえ、今後の維持管理のあり方、すなわち、LCCを最適化できる補修システムの構築を計る目的で実務において研究してきた成果をまとめたものである。

1.3 本研究の構成

本論文は、コンクリート構造物の健全度評価と補修システムの構築を目的として実施した一連の研究成果をまとめたものであり、緒論を含めて全10章の構成となっている。

以下に各章の概要を記す。

「第1章 緒論」では、高速道路を対象に維持管理の現況を概説し、構造物を取り巻く環境の変化、橋梁の変状要因、コンクリート構造物の補修・補強の現況について述べるとともに、維持管理のあり方について示した。

また、本研究の目的と論文構成を記す。

「第2章 変状実態を踏まえた橋梁マネジメントシステムの提案」では、コンクリート構造物の変状実態と対策事例について新設構造物と既設構造物に分けてまとめた。

そして、これらの事例を経時的に追跡・記録・管理・解析することによる橋梁マネジメントシステムの構築さらにそれを踏まえたLCCの最適化を提言した。

「第3章 反射波法を用いた非破壊試験の空隙調査の適用性」では、反射波法を用いた非破壊検査の概要を述べるとともに、各種空隙を有する供試体を用いた非破壊検査の適用性の確認試験を実施した。さらに反射波法を用いた実構造物、すなわちトンネルコンクリート覆工背面の空隙調査および橋梁橋台背面に設置するコンクリート踏掛版下の空隙調査を行ない、その適用性を評価した。

「第4章 損傷を有するPC橋梁の非破壊検査と健全度評価」では、局所的な損傷を有するPC7径間連続ラーメン箱桁橋を対象に、衝撃弾性波反射波法やレーダ探査法による非破

壊検査により、その損傷原因や発生メカニズムを究明するとともに補修後の耐荷力評価を目的として実施した試験車走行載荷試験結果に基づき当該橋梁の健全性を評価した。

「第5章 コンクリート構造物へのウォータージェット工法の適用性評価」では、既設コンクリート構造物の補修補強時に実施する表面はつり処理とはつり処理について、実構造物を模した供試体を用い、手はつり、ショットブラスト、WJ工法による評価試験を行なうことにより、新旧コンクリートの一体化に適した処理方法の適用性を評価した。

「第6章 床版増厚工法におけるコンクリート付着強度発現機構」では、RC床版増厚工法に用いられている2種類の超速硬セメントを対象に硬化メカニズムのモデル化を行なうとともに、強度レベルの異なる下地コンクリートに対して、超速硬スチールファイバーコンクリートを混練後、練置き時間を変えて打設し、直接引張試験を実施することにより、下地コンクリートに対する超速硬コンクリートの付着特性について解明した。

「第7章 RC床版補強工法におけるセメント系充填材の選定」では、RC床版の補強工法の一つである剛性補強鋼板補強を対象に鋼板と既設コンクリートとの間隙 20mm に充填するセメント系充填材を対象に性能評価を実施した。

方法としては、下記に示す要求性能を示し、応募した材料を対象に実施工を踏まえた評価を実施した。すなわち、各材料を用いた室内試験を実施し、その基礎的物性や施工性について評価した。その後、実物大供試体による注入試験を行い、セメント系充填材の施工性および付着力を評価した。

要求性能

- ① 狭隘な間隙への注入施工が容易なこと
- ② 既設橋脚のコンクリートと同程度の圧縮強度、静弾性係数を有すること
- ③ 注入時のブリーディングがないこと
- ④ 硬化時の体積変化がないこと

「第8章 橋脚の耐震補強（鋼板巻立て）におけるセメント系充填材の評価」では、耐震補強工法として採用されている鋼板巻立て工法を対象に、従来用いられているエポキシ樹脂より経済的にすぐれるセメント系充填材の評価を実施した。対象とした充填材は、第7章において評価した材料を用いた。

さらに、施工性を考え、高さ 10m の一括施工の可能性、支保工に与えるコンクリート圧について評価を加えた。

「第9章 コンクリート構造物の塗装系防食材の評価手法」では、浦戸大橋の橋脚部を対象に実施した中性化・塩害対策仕様のコンクリート塗装系防食材の3年間の追跡調査結果より得られた成果から、塗装系防食材の要求性能（付着力、内部応力、促進試験等）に対する

新たな評価手法について提案した。

「第 10 章 結論」では、各章で得られた結論を総括した。

【第 1 章の参考文献】

- 1) 小林一輔：コンクリートが危ない，岩波新書，1999.
- 2) 日本道路公団：年報（平成 12 年度版）－事業の概要と道路統計－，2000.9
- 3) 土木学会コンクリートライブラリーNo. 52：コンクリートの限界状態設計法指針(案)，pp.39-40，1983.11
- 4) 松井繁之：床版の技術開発－耐久性の向上，施工合理化－，橋梁と基礎，pp.84-94，1997.8
- 5) 長瀧重義：コンクリートの長期耐久性（小樽港百年耐久性試験に学ぶ），技報堂出版(株)，1995.
- 6) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁保全編，1997.11
- 7) 平成 11 年版コンクリート標準示方書－耐久性照査型－（施工編），土木学会，2000.1
- 8) 宮川豊章：土木コンクリート構造物のためのシナリオ，セメント・コンクリート，No.632，pp.20-26，1999.10
- 9) 維持管理部会：維持管理計画 WG 報告，コンクリート標準示方書改訂に関する中長期ビジョン，コンクリート技術シリーズ 32，土木学会，pp.291-358，1999.9
- 10) コンクリート構造物の電気防食法研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，1994.10
- 11) コンクリート施工研究小委員会 練混ぜワーキンググループ：コンクリートの練りまぜに関する技術の現状，土木学会，1986.3
- 12) F.Ansari et al.: Applications of Fiber Optic Sensors in Engineering Mechanics, ASCE, 1993
- 13) T.Watanabe, M.Ohtsu and Y.Nakayama : Impact-Echo NDT for Grouting Performance in Post-Tensioning Tendon Duct, 8th Int.Conf.Structural Faults and Repair-99, London, 1999.7
- 14) 小林一輔，丸 章夫，立松英信：アルカリ骨材反応の診断，森北出版，1991.
- 15) コンクリート技術の要点 '97，日本コンクリート工学協会，1997.
- 16) 鉄筋・鉄骨コンクリートの健全性評価方法の標準化のための調査研究成果報告書，日本建材産業協会，1997
- 17) H.-U.Litzner and A.Becker : Design of concrete structures for durability and strength to Eurocode2, Materials and Structures, Vol.32, No.219, pp.323-330, 1999.6
- 18) 中村良夫：風土を作る時空の思想，風景感覚 1，技報堂出版，pp.110-127，1999.3
- 19) コンクリートライブラリーNo.81，コンクリート構造物の維持管理指針(案)，土木学会，1995.10
- 20) コンクリートライブラリーNo.95，コンクリート構造物の補強指針(案)，土木学会，1999
- 21) 関 博：維持管理に関する研究展望，土木学会論文集，No.557/V-34，pp.1-14，1997.2
- 22) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集 I，No.501/I-29，pp.1-10，1994.10
- 23) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集 I，No.501/I-29，pp.1-10，1994.10
- 24) 魚本健人，吉沢 勝，増田克洋，加藤佳孝：大型車交通量を考慮したコンクリート構造物の耐久設計に関する研究，土木学会論文集，No.571/V-36，pp.49-56，1997.8

第2章 変状実態を踏まえた橋梁マネジメントシステムの提案

2.1 はじめに

従来、漠然と永久構造物と考えられていたコンクリート構造物も、1999年6月の福岡トンネル覆工コンクリート片の落下事故以来、コンクリートのはく落がたて続きに生じ、建設・運輸・農林水産三省の土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の提言（以下、「三省提言」）が出されるなど、新ためてコンクリートの耐久性が問題とされている。

土木学会ではコンクリート標準示方書（以下、「示方書」）において、性能照査型の示方書体系への転換や、設計・計画におけるライフサイクルコスト（以下、「LCC」）の導入が図られており、耐久性照査型の[施工編]が平成12年1月に示され、引き続き平成13年1月に[維持管理編]が示された。さらに、平成14年にむけて性能照査型設計への全面改訂を計画しているなど、合理的で耐久性能を有するコンクリート構造物を構築するための考え方と手法に関する整備が鋭意進んでいる。

耐久性能を有するコンクリート構造物を造り管理していくためには、LCCを考慮した適切な設計、丁寧で心のこもった施工、そのような施工を確保するための検査体制、適切な点検・評価と時期を逃さない適切なメンテナンスが必要であり、設計・施工・検査結果をはじめ、点検・補修等の履歴をデータベース（以下、「DB」）化し、全体のコストの最小化を計るマネジメントシステムが求められている。

本章は、コンクリート構造物の変状・劣化実態をまとめるとともに、橋梁マネジメントシステムの構築、さらにそれを踏まえたLCCの最適化を提言するものである。

2.2 コンクリート構造物の課題と対策

2.2.1 概要

三省提言では、コンクリート構造物の劣化要因として、豆板やエフロレッセンスなどのコンクリート低品質、かぶり不足などの施工不良が多くを占め、アルカリ骨材反応、塩害、凍害などの劣化は少数であったことが示されている。よって、適切な配筋と正確な配合、丁寧な打設、念入りの養生という施工が、コンクリート構造物の耐久性確保の第一歩であるといえる。そのうえで、塩害、中性化、アルカリ骨材反応、そして、それらの複合的な劣化に対する適切な対応が必要となる。これらの劣化は、塩害であれば海砂、凍結防止剤、飛来塩分などと原因に関して地域性を持っている。また、アルカリ骨材反応も同様に地域性がある。

これらの劣化（損傷）対策としては、骨

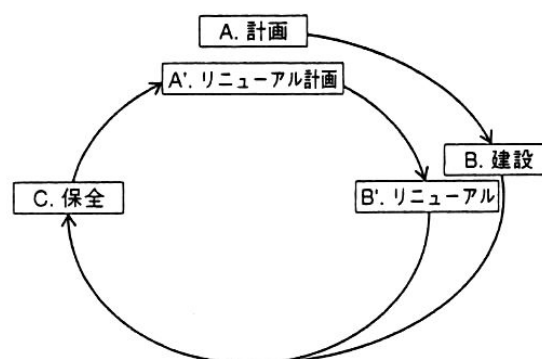


図2-1 土木構造物のライフサイクル¹⁾

材など使用材料の選定、建設当初からのコンクリート防食塗装や床版防水、電気防食などの予防保全と、維持管理における点検・評価・補修の実施が挙げられる。それらは適切に記録され、次の建設や維持管理にフィードバックされなければならない。この積み重ねが LCC を最適化するマネジメントシステムにつながる（図 2-1）。

図中、「リニューアル」は補修、補強、更新の全てを表しており、過去の実績から補修方法や建設方法を改善し、経年劣化の評価を明確にして劣化予測の精度を高めていくことで、構造物のマネジメントシステムが改善されていくことを示す。

LCC は、当初の建設費からその後の保全費用（ここに更新が含まれる場合もある）と耐用期間が終わっての撤去費用までにかかる費用の総和であるが、このライフサイクル（設計耐用期間）を何年とするかは、維持管理・点検・補修をする立場からは大きな問題である。

高速道路の設計耐用期間として、コンクリート構造物は半永久的という認識のもと、管理期間は、償還期間の 30 年とその後の国道としての使用 20 年の計 50 年と判断していた。実際、土木学会標準示方書施工編に基づき試算した結果も 50 年という数値が出てきている。平成 9 年に供用した東京湾横断道路は、海洋構造物で基礎・下部構造は補修が困難という観点から、設計当初より設計耐用期間を 100 年とし、その視野の中でコンクリート構造物の防食基準（案）を平成元年に作成した²⁾。

最近の日本における社会基盤整備の進み方、今後の少子・高齢化に伴い、社会基盤整備の現況と将来を考えると、設計耐用期間を 100 年として考えていくのが適切と考える。

また、橋梁は、基礎構造・下部構造・上部構造から成立っている。地震時、上部構造が健全でも基礎構造が損傷を生じたら、その橋梁の補修は困難である。橋梁を設計するにあたり、耐久性に予め差をつけ補修しやすい部材を壊したり、上部構造に取り付けた免震構造によりエネルギーを消費させる設計も、設計耐用期間を設定する上では積極的に採用するべきと考える。

2.2.2 新設構造物

構造物を新設する場合には、設計耐用期間とその間の要求性能（設計条件）を明確化し、構造物の重要性や交差条件、環境特性に応じて維持管理の区分（予防保全やモニタリングの有無、点検の頻度など）を定め、LCC を最適化するように、設計、施工、維持管理を整合させる。

ここで問題となる要求性能としては、一般に安全性能、使用性能、第三者影響度に関する性能、美観・景観、および耐久性性能である。

(1) 耐久設計

設計に関しては、劣化予測に基づくかぶりと W/C の設定を基本として、防食塗装や防食型わくによる劣化因子の遮断、亜硝酸塩をコンクリートに混入する化学的防食、エポキシ塗装鉄筋などの防食した鉄筋の使用、電気防食、防水工などの各種対策²⁾を検討し、適切な維持管理計画の下に LCC を最適化するような設計を行う必要がある。LCC を最小化するには、複数のシナリオ（初期投資と劣化予測の組み合わせによる保全パターン）を想定し、それぞれに LCC を算出して最小の方法を選ぶ。よって、まずどのような選択肢があるかを知るこ

とが重要である。

現在のところ様々な工法が試みられているが、その評価が定まっておらず、建設段階で試行錯誤が続いている状態にある。表 2-1 に、北陸自動車道で飛来塩分に対する塩害対策として、橋梁で試験的に施工された工法の一覧を示す。現在、各地で既に行われた各種工法の追跡調査結果を収集し、評価・検討を行い、データの蓄積を図りつつある。

今後、新しい示方書に基づいて設計・施工された構造物は、設計耐用期間中には劣化が顕在化しないように耐久性の照査がなされているため、目視点検を主体とした簡易な管理で維持できるはずであるが、劣化予測の精度向上はこれからの管理における急務な課題である。

(2) 新設時の劣化対策

耐久性の照査は、環境条件から考えられる劣化機構それぞれに対して行う必要がある。

以下、関与した各種対策について簡単に述べる。

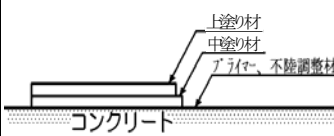


1) 沖縄道那覇・石川間では、海砂と飛来塩分が問題であった。海砂による塩分については、当時の JH の規定は NaCl 換算で砂の絶乾重量の 0.5% 以下であったが、飛来塩分の浸透を考慮して 0.4% 以下になるよう制限した。

また、上部構造として塩分の風の巻きこみによる内桁への付着を避けるためコンクリート箱桁橋とホロースラブの閉断面を基本的に採用し、PC 箱桁では広幅員でも多主桁とせず多室箱桁とするなど、構造上の配慮を行った³⁾。

橋梁上部構造では、最小セメント量を 350kg/m³ とし、W/C を 55% 以下のコンクリートとして施工した。かぶりも外気に触れる個所は、上部構造で 5cm、下部構造で 7cm とし、当時の通常より 2cm 程度増加させている。また、周囲の損傷事例から、配筋の施工不良が損傷原因として大きいことに留意し、スパーサについて鋼製およびプラスチック製を禁止し、コンクリートまたはモルタル製のものを使用したうえで、十分な量を配置させ、かぶり不足を防止した。平成 11 年度の調査において、鉄筋腐食度調査、中性化深さ、全塩化物イオン分析が実施されたが、特に問題を生じていない状況であった。

2) 北陸道親不知高架橋（1988 年開通）は、海岸に建設計画されたため、Fick の拡散方程式に基づき塩化物イオンの拡散係数を $2.7 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ 、発錆限界を塩化物イオン量で 3.4kg/m³ と仮定して、飛来塩分量から鉄筋腐食開始までの期間が 50 年間となるよう最小か

表 2-1 新設時における防食工法の例

工法	コンクリート塗装	含浸式塗装	防食型わく工法	電気防食工法
概要	<p>コンクリート表面を塗装材で被覆することにより、炭酸ガス、塩化物イオン、水の浸透を防止する。</p> 	<p>コンクリート表面に遮水層を作り、外部からの塩化物イオン等の浸透を抑制する。</p> 	<p>塩化物イオンと酸素の遮閉効果の優れたポリマー系の材料で製作したパネルを本体コンクリートと一体化する。</p> 	<p>コンクリート表面と鉄筋に電極を配置し、2～3Vの直流電圧でコンクリート表面に 10～20mA/m² の電流を流し、鉄筋の自然電位を人為的に不活性領域に導き、腐食を抑制する。</p>
材料	<p>エポキシ樹脂系 ポリマーセメント系 アクリル樹脂系</p>	<p>ポリエステル樹脂系 ビニルエステル樹脂系</p>	<p>ポリマーセメントモルタル</p>	<p>(表2-2参照)</p>

ぶりを設計した。これにより、下部構造のかぶりは、日本道路協会の「道路橋の塩害対策指針(案)」による 7cm よりも厚い 10cm で計画した。また、上部構造のかぶりは 7cm とし、これに伴い、脚長の長い特注のセパレータを使用した。さらに中空床版橋を逆台形にするなど、損傷事例の多い隅角部を作らない形状となるように構造上の配慮を行った。さらに、RC 部の鉄筋でも許容応力を 1200kgf/cm^2 程度に抑え、ひび割れを抑制した。また、W/C の上限を上部構造で 50%、下部構造で 55% に抑えた。ブロック施工を行う PC 橋の打継ぎ目には、ポリエステル樹脂系およびビニルエステル樹脂系の含浸式塗装を行うとともに PC シースおよび円筒型わくは亜鉛メッキを施した。なお、含浸式の塗装は工期的に有利だが、ひび割れ追従性がなく、現在、塩分の浸透が見られ、遮塩効果が不十分である。ただし、シラン系浸透型防水材で塩分浸透速度が 1/3 に抑制出来るという海外の研究⁴⁾もあるので、確認する必要がある。

ランプ橋は、鉄筋応力が 1800kgf/cm^2 に及び、コンクリートのひび割れが懸念されるとともに、架橋位置が低く飛沫塩分の影響が大きいと予測されたため、試験的に全面にエポキシ塗装鉄筋を採用した径間と繊維補強ポリマーセメントモルタルを使用した防食パネル型わくにより、遮塩・遮水性を高めた径間を施工した。なお、防食パネル型わくの継ぎ目から少ないながら塩分が浸透するのでシールに注意を要する。また、このランプ橋では試験的に 9 種類のコンクリート塗装を実施した（塗装による防食工は、ピンホールなどの初期欠陥やひび割れ追従性、塗り替えの必要性などに注意を要するが、有用な手法と考えている）。

また、RC 床版橋および海中部の橋梁には部分的に橋面防水工を実施している⁵⁾⁶⁾。

この橋梁は冬季の波浪が激しく、塩分の浸透のみならず、コンクリート橋脚の磨耗による損傷にも非常に過酷な環境にあり、建設当初から橋脚付け根部(TP 4～6 m)に鋼板とゴムによる磨耗に対する防護工を設置した。しかし、予想を遥かに越える自然の力により防護工が損傷したため、平成 3 年に 100 N/mm^2 の高強度コンクリートによる増厚を実施した⁷⁾。

また平成 10 年度には、既設の耐磨耗層の周りを繊維補強した厚さ 5cm の高強度プレキャストコンクリートパネル (130 N/mm^2) で覆い、それを型枠替りにコンクリートを充填した。

3) 北陸道小松地区の大川橋も塩害による損傷が著しく、平成 9 年に架け替えを行った。この時、W/C を 35% とし、かぶり 7cm を確保し、コンクリート塗装を実施し、さらに、一部の桁で亜硝酸カルシウム (10 リットル/m^3) をコンクリートに添加した。亜硝酸イオンは塩化物イオンに対抗して鉄筋の不動態被膜を再生し安定させる効果があるといわれている。亜硝酸リチウムのほうが高濃度で添加できる利点があり、よく用いられるが、亜硝酸カルシウムのほうがはるかに安価である。なお、亜硝酸リチウムには、リチウムによるアルカリ骨材膨張抑制効果も期待されている⁸⁾。また、亜硝酸型ハイドロカルマイトは塩化物イオンと反応し、これを吸着して亜硝酸イオンを放出するので塩素吸着剤と呼ばれ、東北道の片岡第一橋の補修工事で使用された。現在、その定量的な効果を確認中である。

さらに大川橋ではチタン溶射方式の電気防食が試験施工された。電気防食は非常に有力な防食方法であるが、設計・施工に特殊な知識と経験を必要とするのが難点であり、どのような陽極を使用するかなど、課題が多い。

表 2-2 電気防食工法（北陸道大慶寺川橋および大川橋の施工例）

項 目		外部電源方式					流電陽極方式	
		部分電極方式	導電性塗料方式	チタンメッシュ方式	内部挿入型陽極方式	チタン溶射方式	亜鉛シート方式	亜鉛溶射方式
概 念 図								
工法概要		コンクリート表面に一定の間隔の細い溝を切り、その溝に白金メッキチタン線を導電性樹脂（パテ）で埋め込み設置し、この線だけでコンクリート中の鋼材に外部電源を利用して、強制的に電流を流し込む。	コンクリート表面に間隔を置いて細い溝を切り、1次電極としてその溝に白金メッキチタン線を導電性樹脂（パテ）で埋め込み、2次電極としてコンクリート全面に導電性塗料を塗布し、外部電源から2次電極を経由してコンクリート中の鋼材へ強制的に電流を流し込む。	コンクリート表面にチタンメッシュを固定し、その上を被覆モルタルで覆い、一定の間隔の細い溝を切り、その溝に白金メッキチタン線を導電性樹脂（パテ）で埋め込み設置し、外部電源を使用して、チタンメッシュからコンクリート中の鋼材に電流を流し込む。	コンクリートにφ12mmの孔をあけ、チタン陽極棒を専門バックフィルとともに挿入後、外部電源装置の(+)側に各陽極を結束したチタンワイヤ、(-)側に鉄筋を繋ぎ、所定の電流を流す。	コンクリート表面に高純度のチタンをアーク溶射により吹付け、形成した溶射被膜上に触媒液を塗布することにより、電極体を形成する。このチタン溶射被膜電極から直流電源装置を用いて、鉄筋に防食電流を供給する。	外部電源を必要とせず、コンクリート表面に亜鉛シート板を取付金具で固定し、この亜鉛と鉄の金属的性質の違いにより、亜鉛シート板からコンクリート中の鋼材に電流を流し込む。なお、コンクリートと亜鉛シート板間の密着性と保水性を保持し、長期間電流を安定供給するバックフィル材を亜鉛シートに塗布する	溶射ガンにより亜鉛微粒子をコンクリート表面に噴射して形成する亜鉛溶射被膜を犠牲陽極として使用する。ここで施工したのは、常温の亜鉛溶射であり、本被膜を2次陽極として、部分的に亜鉛板を1次陽極としパテを変えて取り付けけた。
施工年(規模)		平成元年(18㎡)	平成元年(9㎡)	平成元年(9㎡)	平成 8年(9㎡)	平成10年(42㎡)	平成元年(17㎡)	平成 9年(23㎡)
調査結果	現 況	導電性パテとコンクリート境界面が黒く変色し、また通電することによって白濁色の物質が発生し、美観を損ねている。	上塗り塗料の劣化が経過年数に伴って進行している。しかし、導電性塗料を保護する機能は満足されており、今後10年間は使用可能と推察される。	被覆モルタルの浮きが経時的に進行し、はく離する恐れがある。			内部鋼材の密度ならびに塩害環境の厳しい箇所では亜鉛の消耗が激しい。	
	復極量	100 mV以上 (通電量が多く必要とされ、復極量のばらつきが大きい)	100 mV以上 (復極量のばらつきが小さい)	100 mV以上 (時間の経過とともに復極量のばらつきが小さくなった)	100 mV以上	100 mV以上	100 mV以上	100 mV以上
	陽極材の耐久性(推定)	40年以上	20年程度(塗料) 40年以上(チタン線)	40年以上	—	—	15年程度	—
	内部鋼材の腐食調査	腐食進行停止	腐食進行停止	腐食進行停止	—	—	腐食進行停止	—

4) 九州横断自動車道の湯布院大分間では、日本有数の温泉地帯を通るため、土壌や水に含まれる硫酸イオンなどの影響による化学的腐食が懸念され、別府での7年間の暴露試験の結果に基づき、温泉腐食対策指針を作成した⁹⁾。この指針ではW/Cを50%以下とし、最も厳しい腐食環境においては、下部構造の空中部のかぶりを8cm、地表50cm以下を13cm、場所打ち杭では18cmと定めた。空中部でもかぶりを増加させているのは、硫化水素ガスの浸透を懸念したものである。また、躯体を守るためにコンクリート巻立てとライニングを併用した防食を腐食環境に応じて追加している(図2-2)。この指針は、別府明礬橋などで使われた¹⁰⁾。

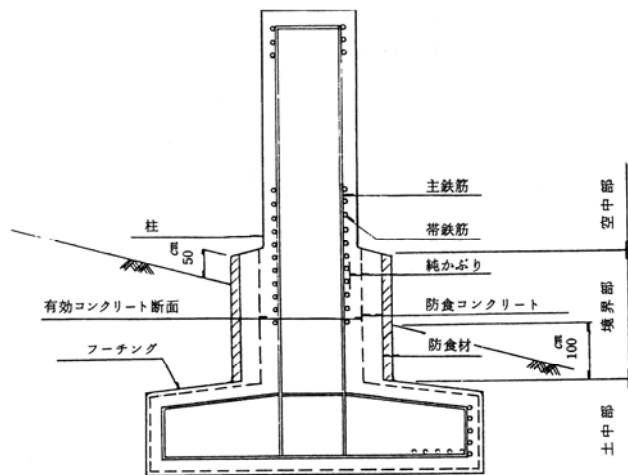


図 2-2 温泉腐食対策

中性化に対する対策の多くは、塩害対策と重複する。さらに、中性化の進行によって、フリーデル氏塩などの形で固定されていた塩素がイオン化し、中性化部分の境界付近に塩化物イオンが濃縮される現象が認められている。また中性化すると塩分浸透速度が大きくなるとの意見もあり、塩害と中性化の複合劣化については、さらなる研究が必要である¹¹⁾。

アルカリ骨材反応については、無害でない骨材の使用を抑制することが基本である。特に、JISの試験法では無害と判断されるが実際には損傷を引き起こす遅延膨張性の骨材の取り扱いが、問題である。これはカナダのロッキーレーク産の骨材が有名でありカナダ法¹²⁾により異常膨張するが、日本にも同様の骨材は存在する。アルカリ骨材反応の試験法には、JISの他にデンマーク法やカナダ法などがあるが、日本の骨材の実情を踏まえた適切な試験法の開発が必要である。今のところ反応性の高い骨材の産地は限られているので、過去の実績がある地域では、JISの試験結果に囚われず予防保全を考えるべきである。よって、これらの損傷事例は、全国的に情報を共有する必要がある。アルカリ骨材反応の対策としては、防水が基本である。すなわち水分の供給や凍結防止剤のアルカリによるアルカリ骨材反応の促進が問題であり、橋面の防水対策をはじめ伸縮装置の非排水化、桁端や杓座のある橋台天端など水のかかりやすい所からの水の浸入を防ぐ防水対策を当初から考えるべきである。

凍害については、適切なエントレインドエアを確保したコンクリートを施工することが基本であるが、凍結防止剤の塩分によって、劣化が促進される事例があり、場合によっては防水を考える必要がある。

(3) 施工管理

設計が正しくとも、施工が悪ければ設計耐用期間中に耐久性能を保持することは到底期待できない。コンクリートの品質管理として、現在一般的に行われているのは、コンクリート打設前の型わく寸法と鉄筋配筋の検査、生コンクリートのスランプと空気量の検査、標準養生したテストピースによる強度確認程度であり、あとは目視による監視に頼っている状態で

ある。これらの「川上管理」と呼ばれる施工中あるいは施工前の検査だけでは、施工された構造物が本当に設計どおりに出来たかどうかは不明であり、配筋検査の後で型わくや鉄筋が移動することもあり、また、不適切な養生や使用材料（特に水）の変動によって、期待した密実性が得られず、中性化や塩分の浸透が予想以上に早く、早期に劣化することもある。三省提言にも示された水分量試験方法（例えばラジオアイソトープを用いたフレッシュコンクリートの単位水量計測等）の早期確立が望まれる。また、打継目部の処理や養生も大きな問題と考える。よって、瑕疵期間等契約条項の見直しも踏まえて、出来上がった構造物の検査、いわゆる川下管理が求められる。型わくについては出来形寸法の測定（これは現在行われている）、鉄筋については電磁誘導や電磁波を用いた鉄筋探査機による配筋検査、コンクリートはシュミットハンマや超音波を使った強度検査、現地透気試験などによる密実性の検査などの非破壊検査法の整備が求められる（施工管理に限らず、維持管理に使用しうる主な非破壊検査法を、表 2-3 に示す）。

表 2-3 非破壊検査法

手法	検査対象
目視（ファイバースコープ、CCD カメラ等）	ひび割れ、はく離、はく落、漏水、遊離石灰、変色等
打音	はく離
衝撃弾性波	空隙、厚さ、グラウト充填等
赤外線	空隙、ひび割れ、はく離等
超音波	鉄筋位置、かぶり、径、空隙、ひび割れ深さ、強度等
電磁波レーダ	鉄筋位置、かぶり、径、空隙、ひび割れ、はく離、厚さ等
放射線透過	鉄筋位置、かぶり、径、空隙、グラウト充填等
電磁誘導	鉄筋位置、かぶり、径
静電容量、比抵抗	含水率
反発硬度	強度
AE	ひび割れ発生、荷重履歴推定
自然電位、分極抵抗	鉄筋腐食傾向、腐食速度
透気、透水、水分吸着	密実性

三省提言で提唱されたフレッシュコンクリートの単位水量測定は「川上管理」ではあるが、施工業者が行う生コンクリートの受入れ検査として、実用化される価値は高い。

さらなる機能的な検査手法の開発が望まれる。

なお、自己充填型コンクリートにおける受入れ検査では、U型充填試験による抜き取り検査だけでなく、アジテータからコンクリートポンプに投入する間に鉄筋柵を通過させる全数検査でワーカビリティを確認するなどの新たな検査手法が提唱されており¹³⁾、今後、性能設計に移行した時には有効な方法と考えられる。

(4) 点検と記録

LCC に基づく設計を精度よく行うためには、各種補修工法の費用と効果の明確化、正確な劣化予測、交通量や金利の予測など、超えねばならないハードルが数多く存在する。これらのハードルをクリアするためには、建設時の施工記録を DB として整理・管理するとともに維持管理における点検・補修履歴を網羅した DB を構築し、解析することにより予測精度を向上させる必要がある。

2.2.3 既設構造物

既設構造物のマネジメントは、維持管理が中心となる。一般的な維持管理の手順としては、図 2-3 に示すように設計時の管理区分の設定、供用前の初期点検、初期状態からの劣化予測と維持管理計画の決定、点検、点検結果の評価および判定、劣化・損傷対策、およびこれらの適切な記録である。

(1) 点検の現況

点検には、最初に行われる初期点検、日々行われる日常点検、定期的に行う定期点検、地震時など不定期に行われる臨時点検、これらの点検結果から必要に応じて行われる詳細点検がある。

初期点検とは、維持管理計画の基礎となるコンクリート構造物の初期状態を把握するもので、供用前の点検が基本であるが、これがなされていない構造物の場合には、保全計画を立てる最初の点検が初期点検となる。また、大規模な補修・補強直後の点検なども初期点検となる。さらに、建設時点の情報が整理されていない既設構造物では、建設記録を遡って必要なデータを掘り出して、デジタル化して DB に登録し、現状の構造物の劣化・損傷状況を調査、記録するところから、維持管理が始まる。

すなわち、建設から管理に移行する際に、初期点検を行い、出来上がった構造物の施工記録の必要事項を蓄積・整備するとともに、非破壊検査や CCD カメラによるデジタル画像を使った外観検査、プルアウト法、ウォータージェット(以下「WJ」)による初期欠陥の除去などの一部破壊検査を適切に実施し、詳細な初期データを蓄積することが重要である。

初期点検の結果から劣化予測を行い、以後の点検頻度や点検方法を計画することとなる。

コンクリート構造物の点検手法は、目視が中心となるが、第三者被害の予防を目的としてコンクリートのはく離を検査する場合、目視だけでは十分な点検とは云えず、打音検査が必要であることも多い。現在、アクティブまたはパッシブ法による赤外線撮影、電磁波レーダ、弾性波検査、電磁波誘導法などの非破壊検査が注目されている。赤外線検査は、ひび割れや剥離、空隙によって、コンクリートの熱伝導が阻害されることを利用して、損傷部と周囲との温度差を検出するものである。離れた所から広範囲を検査できる有力な手法だが、日照の程度やコンクリート表面の汚れなどに影響を受けるなどの課題がある。

また、コンクリート構造物は、鋼構造に比較し、点検路が設置されていないことが多く近接することが容易でないことから、点検費用に占める足場の割合が大きい。

現在、前記の赤外線撮影や、橋梁上部

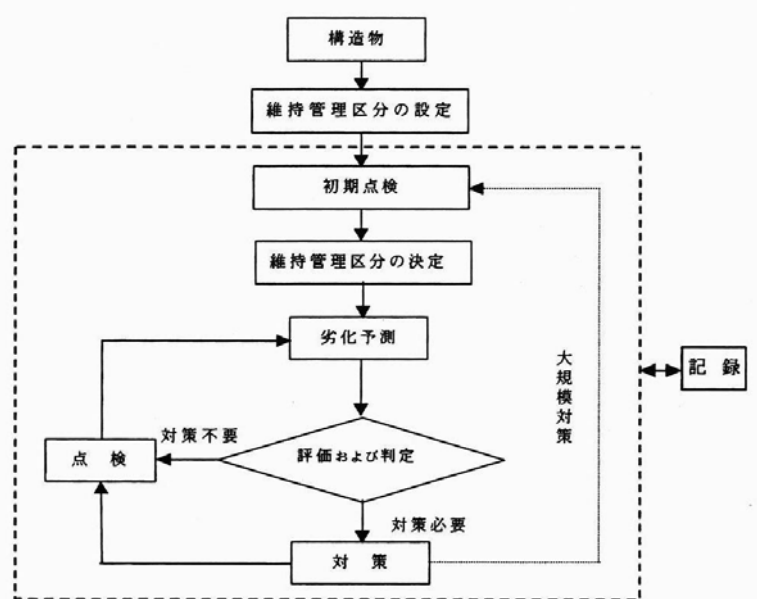


図 2-3 一般的な維持管理の手順¹⁴⁾

構造に取り付ける検査路の代わりにレールまたはワイヤを張り渡して、点検ロボットに搭載した CCD ビデオカメラにより遠隔でひび割れの進展状況を検査する手法¹⁵⁾、レーザーによるひび割れ調査など、様々な点検手法の改良、省力化が進められている。

また、施工時適切な場所に計測機器等を設置して、地震時等の臨時点検時にチェックする手法や、管理者に常時状況を知らせるモニタリング技術の確立が、今後望まれる。

(2) 評価および判定

点検の結果、変状が見られた場合には、劣化の原因を適切に推定し、蓄積したデータから劣化予測を行い、速やかな対策を行う必要がある。

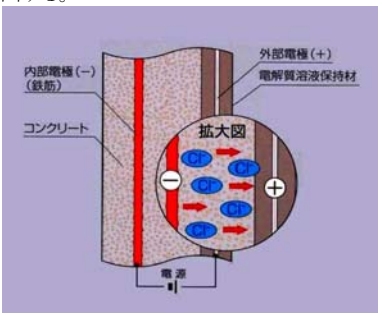
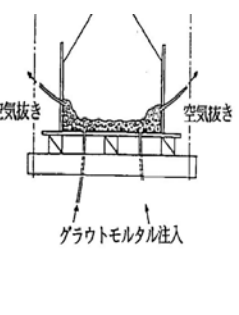
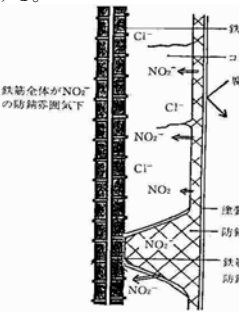
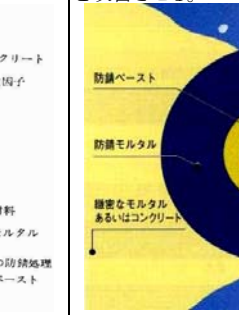
現在、JH では劣化の程度を構造物の機能から要観察(B)、要補修(A)、要緊急補修(AA)の3段階に分類し、さらに第三者被害(E)の有無を判断するシステムの構築を図っている。AA と E の評価がなされる変状が見られた場合には、直ちに対策を検討し、応急処置または恒久対策を速やかに行うこととなる。緊急を要しない補修は個別に補修せず、集中工事などで纏めて対策を行うことで、道路利用者への不便を極力少なくし、交通規制等の費用を抑制できる。

変状個所を事後的、個別的に対処する事後保全は、不経済なことも多い。劣化が定期的にかかるならば、損傷頻度に応じて定期的に予防保全を行うことを考え、さらに根本的な原因を取り除くことを考える。事後保全と予防保全のバランスをとる保全方法を計画保全と呼び、劣化原因の排除（構造形式の変更などを含む。初期性能向上技術と呼ぶ。）、耐久性の高い材料製品の使用や群管理など予防保全の導入（保全性能向上技術）、点検頻度や補修・補強の程度の最適化（管理性能適正化技術）を駆使して、保全費用の最適化を図ることが要求されている。

(3) 劣化対策

劣化の対策としては、点検強化、補修、補強、使用性回復、機能性向上、使用制限、解体・撤去などがある。対策にあたり、劣化機構、維持管理の区分、構造物の重要度、残存供用期間、経済性や施工性などの要因を考慮して、適切な水準の対策を選定し、実施する必要がある。

表 2-4 補修工法

脱塩工法	断面修復	浸透性防錆剤防食工法	塩素吸着剤工法
<p>コンクリート表面に陽極を鉄筋に陰極を配置し、5～10vの直流電圧でコンクリート表面に1A/m²の電流を通じコンクリート中の塩化物イオンを電気泳動によってコンクリート表面から排出する。</p>  <p>チタン亜鉛系陽極材</p>	<p>コンクリートの劣化部分を除去し、ポリマーセメントモルタルあるいはエポキシ樹脂系の材料で置き換える。</p>  <p>ポリマーセメントモルタル エポキシ樹脂 コンクリート 等</p>	<p>硬化コンクリートの表面に亜硝酸塩を塗布することや断面修復材に添加することにより、鉄筋周辺に亜硝酸イオンを浸透・拡散させ、腐食を抑制しようとする。</p>  <p>亜硝酸リチウム 亜硝酸カルシウム (混和剤)</p>	<p>硬化コンクリートの表面に吸着機能（コンクリート中の塩化物イオンを吸着すると同時に亜硝酸イオンを放出する機能）を有する材料を貼付け、コンクリート中の鋼材の腐食環境を改善させる。</p>  <p>亜硝酸型ハイドロカルマイト</p>

補修は、第三者への影響の除去および耐久性の回復もしくは向上を目的とした対策であり、断面修復、ひび割れ注入、表面処理、電気防食など、劣化機構に応じた適切な補修工法を選定する（表 2-4）。

劣化機構を無視した対策、たとえば塩害を受けた部材に対し、はく離したかぶりコンクリートだけを除去して断面修復し、表面を塗装して遮塩した場合には、内部に残留した塩分によって再損傷を繰り返すことになる（図 2-5）。このような事例を基にし

て、塗装や断面修復材料の評価を行うことは危険である。補修に使用した材料の性能に問題があって再損傷を起こしているのか、補修計画自体に根本的な問題があるのか、十分な検討が必要である。

補強は、耐荷性や剛性などの力学的な性能の回復あるいは向上を目的とした維持管理対策と定義されている。補強工法としては、橋梁上部構造では床版打換えなどの部材交換、床版増厚などの断面増加、桁の増設など部材の追加、橋脚の増設など支持点の増加、外ケーブルによるプレストレスの導入、FRP 接着などの補強材の追加などがある。

以下に事例をまとめる。

1) 北陸道大慶寺川橋は、河口から 80m の位置にある単純ポストテンション工法 T 桁橋である。

昭和 47 年に上部工工事が竣工したが、10 年後の昭和 56 年ごろから塩害が顕在化し、昭和 58 年に部分的な断面修復とライニングを行った（一次補修）。

この時の断面修復は、浮いたかぶりコンクリートを除去し、サンドブラストの後、エポキシ樹脂パテまたはポリマーセメントモルタルを左官工法で埋めるものであった。当時、本工法以外に大規模な断面修復にはエポキシ樹脂プレパックドコンクリートが試みられていたが、骨材の充填が充分できない部分で樹脂の硬化収縮によるひび割れの発生や、無機系塗装被膜との付着が弱く、エポキシ樹脂とコンクリートの熱膨張係数の違いから境界にひび割れが発生するなどの理由から、昭和 58 年以降は使用しなくなった。エポキシ樹脂パテも比較的充填量が多い場合には同様の問題があり、材料価格が高いこともあって、昭和 63 年以降はポリマーセメントモルタルに取って代わられている。コンクリートライニングは、中塗りに厚膜型ポリブタジエン樹脂塗装を中心に 5 種類の工法を試行した。しかし、昭和 63 年には早くも再損傷により応急的な断面修復を行い、翌平成元年から大規模な補修を行うこととなった（二次補修）。この時には、張出し床版の打換え、PC 鋼材にも発錆がみられたため、一部の桁では PC 外ケーブルによる補強も行い、さらに、1 本の桁で電気防食の試験施工²²⁾を行った（表 2-2）。この橋梁では、平成 8 年と 9 年にも電気防食の試験施工を行っている。この時、大規模な断面修復には、ポリマーセメントプレパックドコンクリートや無収縮流動性コンクリートが試みられたが、充填性が悪いことや現場練りで骨材の表面水管理に難がある

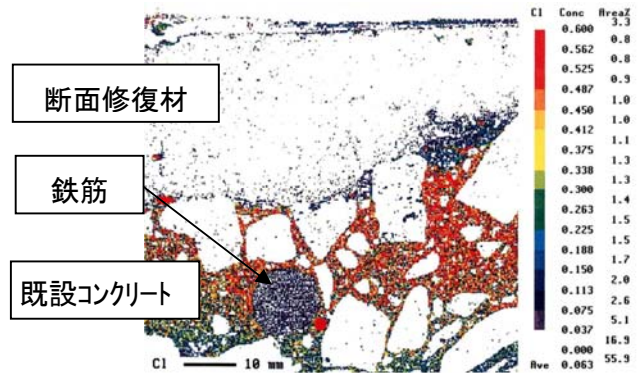


図 2-5 断面修復部の EPMA 写真

（着色部分に塩素原子が存在している）

事、投入口を最後に断面修復する必要がある事などから、現在では採用されていない。さらに、平成 11 年には、WJ 工法を用いた大断面補修を行った（三次補修）¹⁶⁾¹⁷⁾。

平成 9 年に架替えのために撤去した大川橋の桁を詳細に調査した結果、コンクリートライニングによる飛来塩分の遮断だけでなく、コンクリート内部に存在する塩分の除去をしなければ再損傷を防げないことが確認された。また、新旧コンクリートの一体化に関する研究から、ブレーカ等による手はつりでは旧コンクリート内部に微細なクラックを発生させて付着強度が低下することが判明し、鉄筋の裏側まで一定した深さまではつるのに適した工法として、JH では WJ 工法に注目している。この時の断面修復は、WJ 工法による劣化部の除去のあと、浸透性防錆剤入のモルタルで断面修復を行った。これは亜硝酸リチウムを高濃度で混入したモルタルであり、コンクリート表面から、濃度差によりコンクリート内部に亜硝酸イオンを浸透させることを狙ったものであり、平成 2 年に北陸道の堂尻川橋で試験施工され、追跡調査を実施している。

2) 堂尻川橋は海岸から 120m に位置する RC3 径間連続中空床版橋であり、大慶寺川橋と同様に損傷と補修を繰り返していたものである。亜硝酸イオンと塩素イオンのモル比が 0.6 倍以上であれば、鉄筋の不動態被膜が安定すると考えられることから、表面から 7cm までのモル比が 0.8 以上となるように設計され、施工後 7 年目の調査では、表面から 8cm の所まで設計モル比 0.8 が確保できる程度に亜硝酸イオンが浸透していることが確認された。また、この大慶寺川橋の三次補修は車両大型化対策を同時に行ったため、炭素繊維補強と外ケーブルによる補強が全面的に行われた。

3) 北陸道手取川橋は、PC8 径間連続ポストテンション有ヒンジ箱桁ラーメン橋で現在は海から 30m 足らずにある。昭和 56 年から 58 年の一次補修の後、平成 6 年に二次補修工事が行われた。このとき、全面的に WJ 工法によるはつりが行われ、亜硝酸リチウム入りのポリマーセメントモルタルで断面修復が行われた。この時、8 種類の塗装材が試験施工されている。この補修も、車両大型化対策を兼ねており、ヒンジを廃止して外ケーブルによりプレストレスを導入し連続化し、あわせて炭素繊維による補強を実施した¹⁸⁾¹⁹⁾。

今後、コンクリート構造物の補修システムとしては、構造物の損傷実態調査を実施し、その経緯の把握、損傷原因の究明、非破壊検査による健全度評価を実施し、その状況に応じて下記の工法を選定すればよいと考えている。

① 電気防食工法の実施

② 劣化原因に対応した WJ 工法による劣化部の選択的除去²⁰⁾、ショットクリートまたは自己充填型コンクリートとプレキャスト永久型わくを用いた断面修復、さらに遮塩・中性化対策としての塗装

このような点検、健全度評価、劣化部除去、断面修復、ライニングという一連の流れを間違い無く行えるシステムを構築する必要がある。

(4) 記録

従来、建設データは建設、維持管理データは保全というように個々のデータが蓄積されてきた。現在、必要な橋梁データベースは、2.2.3(1)で述べたように建設データは勿論のこと、初期点検データと合わせて個々の橋梁の点検結果や適切な時期に実施した補修対策における

必要データ(工法、費用)を DB として蓄積するとともに、その経緯が容易に検索できるよう整備しておく必要がある。これらの記録は、LCC を判断する基礎となり、構造物の効率的、合理的な維持管理のために不可欠である。

2.3 マネジメントシステムの提案

コンクリート構造物のマネジメントには、コンクリート構造物の時空間内における挙動を予めいくつかのシナリオとして設定し、それが達成可能かどうかを判定するという手順をとるのが最もわかりやすい。そのためには、コンクリート構造物の計画から管理までのデータの蓄積および解析が不可欠かつ急務である。

現在、この要求に対応すべく、JH においてブリッジマネジメントシステム(以下、「BMS」)の構築を行っているところである。これは、JH 内の各組織が、橋梁台帳、点検データ、補修・補強データなど、個別に保存しているデータを統合し、維持管理を支援し、新設橋梁の計画、耐久性評価にもフィードバックする情報システムである(図 2-6)。

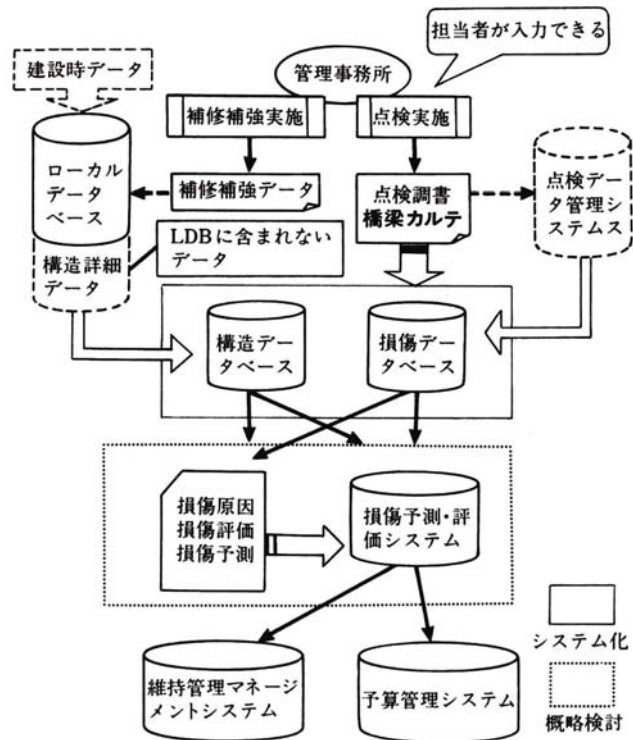


図 2-6 BMS の構想図

建設時の構造データや点検・補修データは、現在、ローカルデータベースとしてそれを管理する地域で DB 化されている。今後、要求性能を明らかにした BMS として一元化し、これに劣化予測に必要なデータを加えて BMS として再構築する。これを用いて維持管理における機能化はもちろんのこと、必要なデータの解析により劣化予測を行い、評価を支援して LCC の試算を行い、予算制約の下での補修補強の優先順位の提示や補修・補強工法の推奨を行うなど、最適な維持管理を計画的に遂行するためのプロフェッショナルシステムを目指している。もちろん、この完全な実装には、各種工法に関するコストや効果のデータの蓄積、劣化予測の精度向上³⁴⁾、構造物の性能を評価できる検査方法の開発など、課題は多い。

維持管理対象となるコンクリート構造物の数量は現在も増え続けており、その維持管理に必要とされる費用は、それ以上のペースで増えてきている。さらに将来は、橋梁の架替えなどの更新的維持管理が重い負担となって道路管理者に押し掛かって来る。

限られた資本を有効に活用するために、維持管理のコスト縮減は、最も重要な課題の 1 つである。その解決には、本章で提案する BMS の導入などによる LCC の縮減を最終目的としたマネジメントシステムの構築が急務となっているのである²¹⁾²²⁾。

[第2章の参考文献]

- 1) 金氏 眞:土木構造物の維持管理とライフサイクルエンジニアリング, 土木学会誌, Vol.85, pp.7-9, 土木学会誌, 2000.2
- 2) 東京湾横断道路:コンクリート構造物の防食基準(案), 東京湾横断道路株式会社, 1989.3
- 3) 細田和夫, 笹田和彦: 沖縄自動車道におけるコンクリート構造物の塩害対策, コンクリート工学, Vol.23, No.12, pp.21-27, 日本コンクリート工学協会, 1985.
- 4) '99 欧州土木構造物補修・補強調査報告書: p.95, 建設機械化研究所, 2000.2
- 5) 青山實伸, 平山嘉一: 北陸自動車道親不知海岸高架橋の設計と施工(上), 橋梁と基礎, Vol.22, No.4, pp.2-9, 1988.4
- 6) 青山實伸, 平山嘉一: 北陸自動車道親不知海岸高架橋の設計と施工(下), 橋梁と基礎, Vol.22, No.5, pp.30-37, 1988.5
- 7) 増田 隆, 松永嘉久, 渡邊芳春: 超高強度コンクリートによる橋脚の補強ー親不知海岸高架橋ー, コンクリート工学, Vol.31, No.9, pp53-61, 1993.9
- 8) 例えば, D.B.Stokes, M.D.A.Thomas and S.G.Shashiprakash: Development of a lithium-based material for decreasing asr-induced expansion in hardened concrete, Proc. of 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.1079-1087, 2000.6
- 9) 九州横断自動車道湯布院〜大分間 コンクリート構造物の温泉腐食対策調査研究(昭和58年度) 報告書: 高速道路技術センター, 1984.3
- 10) 伊藤野彦, 一瀬久光, 上東 泰: 温泉地帯におけるコンクリート構造物の腐食対策ー九州横断自動車道別府橋(仮称)の例ー, 土木施工, Vol.27, No.16, pp.65-76, 1986.12
- 11) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至: 炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物硫酸化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮, コンクリート工学論文集, Vol.1, No.2, 1990.7
- 12) CAN/CSA A23.2-25A, Canadian Standard Association. Ottawa.
- 13) 岡村 甫, 前川宏一, 小澤一雅: ハイパフォーマンスコンクリート, 技報堂出版, 1993.9
- 14) コンクリート標準示方書[維持管理編]: pp.12, 土木学会, 2001.1
- 15) 堀江悟: 点検ロボットによる橋梁点検 - 作業効率の向上を目指して -, EXTEC, Vol.14, No.2, pp.48-50, 高速道路技術センター, 2000.9
- 16) 石村勝則, 山口雅人, 渡辺浩志, 穂崎俊夫: 塩害を受けた PC 単純Tげた橋の断面修復 - 北陸自動車道 大慶寺川橋 -, コンクリート工学, Vol.38, No.7, pp.34-40, 日本コンクリート工学協会, 2000.7
- 17) 野村昌弘, 前田好裕, 石村勝則, 平 俊勝: 北陸自動車道大慶寺川橋での電気防食試験の評価, コンクリート工学, Vol.37, No.12, pp17-21, 1999.12
- 18) 佐々木祐三, 森山守: 最新技術を融合した塩害橋梁の大規模補修補強, 土木学会誌, pp.10-13, 1995.11
- 19) 岡井賢一, 森山守, 登坂知平, 小澤郁夫: 塩害を受けた橋りょう上部工の全面修復, コンクリート工学, Vol.34, No.1, pp.33-42, 日本コンクリート工学協会, 1996.2
- 20) 紫桃孝一郎, 上東泰, 野島昭二, 吉田敦: ウォータージェット技術を利用した新旧コンクリート構造物の一体化処理, コンクリート工学, Vol.38, No.8, pp.40-54, 日本コンクリート工学協会, 2000.8
- 21) 宮川豊章: リハビリテーションのすすめーコンクリート構造物のシナリオ・デザイン, コンクリート工学, Vol.36, No.7, pp.4-5, 日本コンクリート工学協会, 1998.7
- 22) コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1998.10

- 23) 宮本文穂, 河村 圭, 中村秀明 : Bridge Management System(BMS)を利用した既存橋梁の最適維持管理計画の策定, 土木学会論文集, no.588/ -38, pp.191-208, 1998.3
- 24) 樺山好幸, 藤原 博 : 橋梁データベースシステムの開発 - パイロットモデルの構築 -, 日本道路公団技術情報, no.87, pp.59-64, 1987.4
- 25) 樺山好幸 : 21 世紀の PC 技術 コンクリート構造物のマネジメントシステム, プレストレストコンクリート, vol.43, no.1, pp.36-43, 2001.2
- 26) 2010 年のコンクリートを守れ : 日経コンストラクション, 1999.10
- 27) 西川和廣 : ライフサイクルコストを最小にするミニウムメンテナンス橋の提案, 橋梁と基礎, Vo.31, No.8, pp.64-72, 1997.8
- 28) 西川和廣, 見波 潔, 柏原荘助, 山本幹雄 : 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策① - 過去の損傷及び補修 -, 橋梁と基礎, Vo.27, No.11, pp.28-32, 1993.11
- 29) 三浦尚, 西川和廣, 見波 潔, 上阪康雄 : 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策② - PC 鋼材の腐蝕とその補強対策 -, 橋梁と基礎, Vo.27, No.12, pp.37-40, 1993.12
- 30) 三浦尚, 西川和廣, 見波 潔, 松村英樹 : 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策③ - 補強後の載荷試験と長期監視体制 -, 橋梁と基礎, Vo.28, No.1, pp.39-50, 1994.1
- 31) 西川和廣, 塚田幸広, 上阪康雄, 山本幹雄 : 日本海沿岸に架けられたコンクリート橋の塩害対策, 橋梁と基礎, Vol.34, No.1, pp.29-38, 2000.1
- 32) 橋の性能と耐久性 : 土木学会鋼構造物の維持管理に関するシンポジウム資料集, 1999.7
- 33) 吉見秀夫 : 米国の効率的な道路資産管理 (アセットマネジメント) に向けての動き, 高速道路と自動車, Vol.43, No.8, pp.59-63, 2000.8
- 34) 魚本健人, 吉沢 勝, 増田克洋, 加藤佳孝 : 大型車交通量を考慮したコンクリート構造物の耐久設計に関する研究, 土木学会論文集, No.571/V-36, pp.49-56, 1997.8

第3章 反射波法を用いた非破壊試験の空隙調査の適用性

3.1 まえがき

構造物に対する建設時の品質管理・出来形管理さらには維持管理の観点から、健全度評価、管理手法として適用できる非破壊検査手法の開発の重要性は、今後ますます高まるとともに各手法の適用範囲の明確化や判定基準の確立が急務と言える。

トンネルに例を取ると、トンネル工事における吹付コンクリートの施工時において、吹付コンクリートと地山との境界や吹付コンクリートと覆工コンクリートとの境界に空隙の残る可能性が考えられる。これらの境界面に空隙が発生すると地山の弛みや、覆工の耐荷力低下、コンクリートのはく離はく落など劣化の原因となる。そのため、空隙の発生状況を把握し、必要に応じて裏込め注入等により空隙を充填することが道路管理上、また耐久性を確保するうえで必要である。

一方、道路土工部における橋台背面の裏込め部や路体・路床の締固めが不十分な場合、踏掛版下に空隙が生じ、供用後の繰返し荷重により不等沈下や段差が発生し、舗装の損傷につながる事例が報告されている¹⁾。施工段階における品質管理を十分に行うことに加え、踏掛版下の空隙の有無を確認し、適切な措置を講じることが、舗装の耐久性や良好な交通走行環境維持のために重要であり、空隙検査手法の確立が必要となる。

既往の研究によれば、踏掛版下やトンネル覆工背面における空隙検査手法としては、電磁波を利用したレーダ探査が比較的有効とされ、トンネル内空調査用に探査用アンテナおよび計測器を搭載した測定車が既に開発されている²⁾。しかし、レーダ探査は、入射するレーダのエネルギー、波長や周波数により検出できる深度が異なることから、探査着目深度が大きくなると探査アンテナが大型化し、狭隘部の探査が困難となるなど適用上の制約を受けることとなる。なお、踏掛版下に対する空隙調査の場合、踏掛版中の鉄筋により電磁波が反射したり減衰するため、ボックスカルバートにおいて実施された実証実験から、鉄筋間隔が10cm以下の場合、明確な空隙反応が得られない場合があることが確認されている³⁾。また、JR総研等では台車にヒーターを乗せ、コンクリート覆工を加熱し、赤外線の変化で空隙を把握する手法を開発している⁴⁾。

本章では、これら踏掛版下およびトンネル覆工背面の空隙調査手法として簡便かつ迅速に調査が可能な非破壊試験の確立を目的として、衝撃弾性波および超音波パルス波を用いる方法に着目し、空隙調査手法としての適用性について検討を行った。検討に当たり、まず供試体により各手法の適用性の評価・確認を行った後、実構造物に適用し、本検査手法が空隙調査法として適用可能であることを明らかにした。

3.2 反射波法を用いた非破壊試験の概要

3.2.1 概説

踏掛版やトンネル覆工コンクリート内あるいはその背面に発生または存在する空隙を把握するにあたり、コンクリート表面からその内部を調査する必要がある。したがって、調査方法としては表面から入力した弾性波の反射波を計測し、解析する方法が有効である。そこで、本章においては、入力波とセンサーの種類を変えて、表3-1に示すように、衝撃弾性波を用いて加速度計によりコンクリート厚さ等を測定するCTM法(Concrete Thickness Measurement System)を適用する方法(以下、「衝撃弾性波法(A)」)と、AE(Acoustic Emission)センサーにより測定する方法(以下、「衝撃弾性波法(B)」)および超音波パルス波を用いて発・受振動子により測定する方法(以下、「超音波反射法」)の3種類の調査手法を採用し、各調査法の適用性の評価を行うこととした。

表 3-1 検討に用いた非破壊試験法

入力波による区分	センサー	仕様	本論文での呼称
ハンマ打撃による 衝撃弾性波	圧電型加速度計 (チタン酸ジルコン酸塩)	0.3Hz-30kHz	衝撃弾性波法(A)
	AE センサー (チタン酸ジルコン酸塩)	150kHz	衝撃弾性波法(B)
超音波パルス波	超音波振動子 (チタン酸バリウム)	40kHz	超音波反射法

3.2.2 衝撃弾性波法(A)

衝撃弾性波法(A)は、オランダ応用科学研究所(TNO)で開発・実用化されたCTM法を用いて空隙調査を行う方法で、奥行きに対して十分な広さを有する板状のコンクリートを、厚さ0.1～1.0mまでの範囲で測定するものである。測定器が比較的小型軽量であることから、作業性や移動性に優れ、床版増厚に伴う床版一体化確認調査や舗装上面からの床版損傷状況確認調査などに近年多く利用されている⁵⁾。

衝撃弾性波法(A)は、図3-1に示すように測点に加速度計を押し当て、その近傍を軽量ハンマで打撃することにより発生する衝撃弾性波の加速度を計測するものである。打撃により発生した衝撃弾性波は、重複反射することによって一定周期を持つ波動として卓越するようになる。この波動を加速度計により計測し、測定器内で高速フーリエ変換(F F T)後、材質等によって決まる波動伝播速度と集体周波数を用いて長さ(厚さ)に換算し表示する。

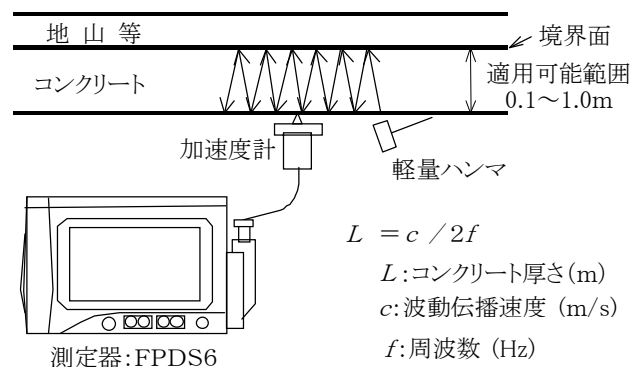


図 3-1 衝撃弾性波法(A)の測定要領

換算式を、式(3.1)に示す。

$$L = c / 2f \quad \text{式(3.1)}$$

ここに、 L ：コンクリート厚さ(m)、 c ：波動伝播速度(m/s)、 f ：測定値の卓越周波数(Hz)である。

ただし、使用する加速度計の周波数領域が0.3～30000Hzであることから、コンクリートの伝播速度を4000m/sと仮定した時、加速度計の周波数特性より計測できる最小厚さ L_0 は0.067mとなる。また、コンクリート表面に設置した加速度計の近傍を軽量ハンマによって打撃するため、打撃後約0.00005秒間は打撃に伴う直接波(ホワイトノイズ)の影響が大きく、反射波を明確に確認することが困難となる。このため、衝撃弾性波法(A)による測定対象範囲は0.1m以上としている。

3.2.3 衝撃弾性波法(B)

衝撃弾性波法(B)は、測定箇所に AE センサーを密着させ、衝撃弾性波法(A)と同様に、その近傍を軽量ハンマで打撃することにより発生する衝撃弾性波の加速度を測定するものである。AE センサーにより受信した加速度波形の減衰特性や周波数特性を分析することにより空隙の有無による変化を評価し、空隙検査手法の適用性について検討を行うこととした。衝撃弾性波法(B)は、1 探触子法で、しかもハンマ入力による衝撃弾性波を用いる点で、衝撃弾性波法(A)と入力波の条件は同じである。両者の相違は、センサーの周波数特性であり、衝撃弾性波法(A)が 0.3Hz～30kHz の圧電型加速度計を用いるのに対し、衝撃弾性波法(B)では高周波数の応答分析を対象としており、0～150kHz の圧電型加速度計(AE センサー)を用いている点にある。

3.2.4 超音波反射法

超音波法は、表面波法によるコンクリートのひび割れ深さや透過法によるコンクリートの品質調査法として実績が多い手法⁶⁾である。ここでは、反射波を用いた超音波の伝播波形やスペクトルの変化から空隙の有無の評価を行うこととした。

超音波反射法の測定システムは、超音波発・受振動子としてチタン酸バリウム振動子(固有振動数 20～200 kHz、今回は 40kHz)を用いて、超音波測定器により超音波伝播時間を測定するとともに、記録器に超音波伝播波形を記録した。

超音波反射法は、超音波伝播経路中に欠陥等がある場合、超音波がそこで回折して進行したり、反射する性質を利用するものである。ここでは、同一面に超音波発・受振子を設置し、発振子から入力した超音波パルスが測定対象物の裏面あるいは欠陥部において反射し、受振子に到達するまでの伝播特性(伝播波形や周波数スペクトル)から空隙検査手法への適用性について検討を行うものとした。

3.3 供試体による適用性確認試験

3.3.1 供試体試験の概要

人工的に空隙を設けた供試体を用いて、前述した3手法で測定した実測波形に基づき、空洞の有無がどのように判定できるかを確認するために試験を実施した。

供試体の形状寸法は、図3-2に示すように幅700mm×奥行き800mm×高さ500mmとした。この供試体高さは実際の踏掛版の厚さを想定しており、さらに、実構造物において空隙が2境界面存在することから、空隙が1層となる箇所(図中、1層空隙部)と2層となる箇所(同、2層空隙部)とを設けている。

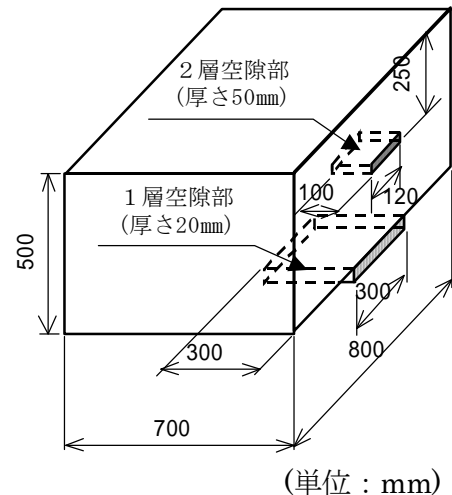


図 3-2 供試体の形状寸法

3.3.2 試験方法

試験方法は、健全部および空隙部(1層部および2層部)の比較が行えるよう、図3-3に示す測点において、1探触子法となる衝撃弾性波法(A)および(B)は各測点位置で、また、超音波反射法は、発振子を固定し、受振子を各測点上を移動させる要領で測定を行った。なお、ハンマ打撃時のバラツキを少なくするために、衝撃弾性波法(A)では、同一地点で採取した3つのデータの均一性が確認できるまで繰り返し測定を行っている。

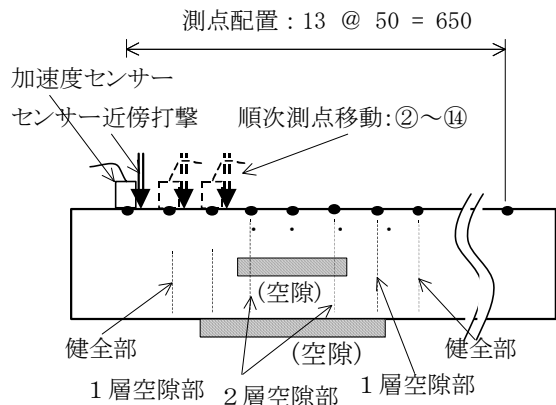
3.3.3 適用性確認試験結果

(1) 衝撃弾性波法(A)

衝撃弾性波法(A)により得られた測定波形を図3-4に示す。ここでは軽量ハンマとしてプラスチックハンマを用いて衝撃弾性波を入力している。反射波は底面や空洞部のみならず側方部の影響を受けて複雑な波形を呈する。そこで、衝撃弾性波法(A)の測定結果は、供試体底面に着目した波形として表示した。

厚さの換算は、伝播速度を3700m/sとして行っている。この値は健全部における測定結果から逆算した伝播速度の平均値を採用したものでSH波の伝播速度である(標準偏差 $\sigma=0.015$ 、変動係数 $V=0.028$)。ここで、水平方向のひずみが拘束された状態でのコンクリートを鉛直に伝播する波動の伝播速度は、式(3.2)により

(a) 衝撃弾性波法(A)(B)：1探触子法



(b) 超音波反射法：2探触子法

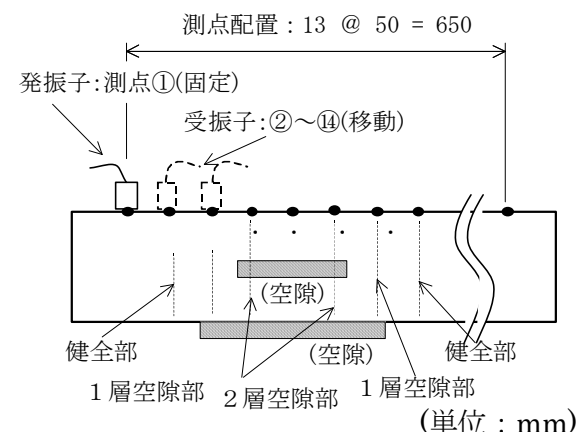


図 3-3 供試体試験の試験方法

求めることができる。

$$c = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad \text{式(3.2)}$$

ここに、 c ：波動伝播速度、 E ：弾性係数、 ρ ：密度、 ν ：ポアソン比である。式(3.2)に、 $E=3.0 \times 10^{10}(\text{N/m}^2)$ 、 $\rho=2.4(\text{ton/m}^3)$ 、 $\nu=0.2$ を代入すると $c=3730\text{m/s}$ となり、実測データから逆算した値とほぼ一致しており、 3700m/s は妥当な値であると判断できる。

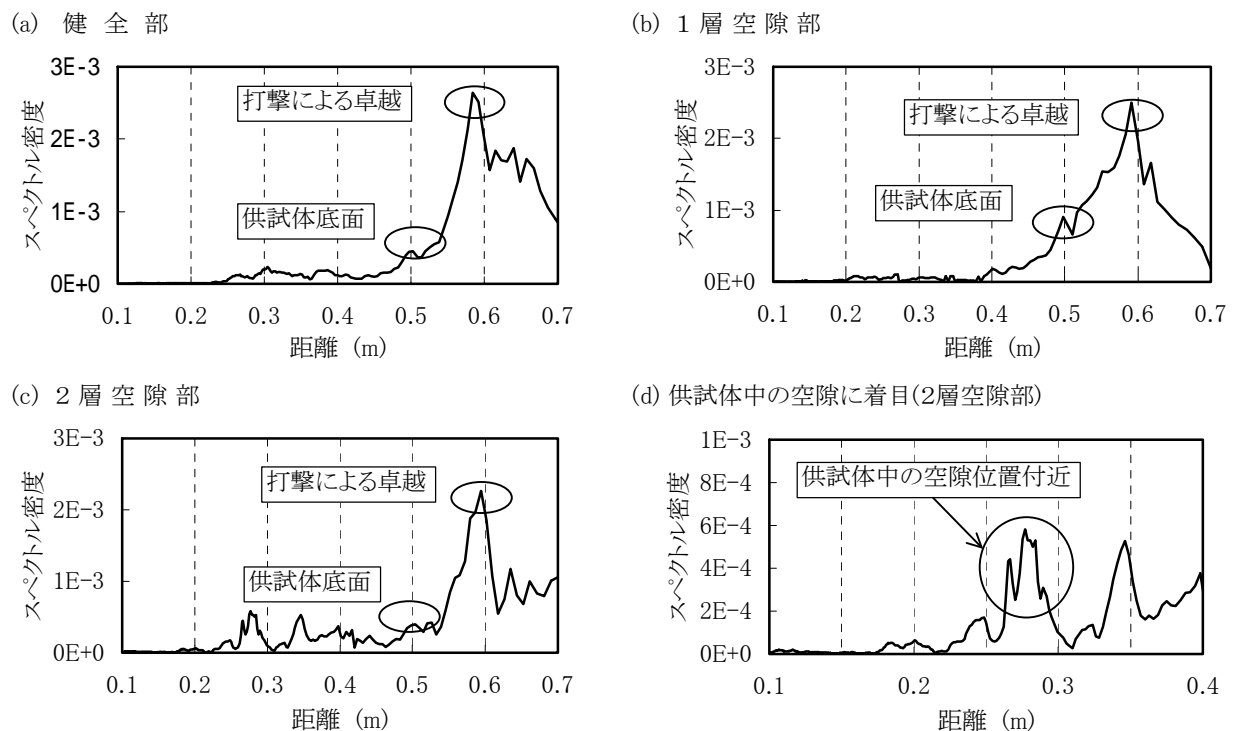


図3-4 衝撃弾性波法(A)による供試体試験結果

図3-4(a)(b)(c)に示す健全部、1層空隙部および2層空隙部における衝撃弾性波法(A)の測定波形には、共通してスペクトルのピークが0.5mと0.6mに現れている。しかも、0.6mのピークは最も明瞭に現れている。0.5mのスペクトルのピークは供試体の底面における反射(供試体厚さ)と一致している。ただし、0.6mのピークは、ハンマの材質と1打撃の継続時間により現れる周波数約3000Hzの固有のスペクトル(以下、「打撃固有スペクトル」)を示しているものと考えられる。このことは試験に用いたプラスチックハンマをスチールハンマに変えると、卓越周波数のスペクトルは0.6mには現れず、0.35m(周波数換算で約5300Hz)に現れることから推察できる。これはハンマ打撃時のコンクリート表面でのハンマ接地時間が異なり、プラスチックハンマではスチールハンマに比べて材質が柔らかいため長くなり、その差が周波数の違いとして現れているものと類推される。したがって、0.6mにみられる打撃固有スペク

トルのピークは、ハンマ打撃によるコンクリート表面の横波の卓越周波数が現れているものと考えられる。

また、0.5mの位置にみられる波形上の相違点をみると、1層空隙部は健全部と比較すると、卓越した周波数スペクトルのピークが鋭い形状を呈している。これは、供試体底面部の境界条件が、健全部では地盤と接しているため、弾性波は境界面で一部は地盤へ透過するのに対し、1層空隙部では境界面でほぼ全反射するためであると推察される。一方、2層空隙

部は周波数スペクトルの乱れが大きく、卓越した周波数帯は不明瞭となり、かつ周波数のピークが2つ現れる傾向がみられる(図3-4(c))。この現象は供試体中に設けた空隙部でも、0.26～0.28m付近の位置で確認できる周波数スペクトルのピークにも現れている(図3-4(d))。

ここで、上述したハンマ打撃自体の影響について考察する。ハンマ打撃により出現する卓越周波数のスペクトル密度と、供試体底面や空隙面からの反射波による卓越周波数のスペクトル密度の関係を、図3-5に示す。この図は、健全部、1層空隙部および2層空隙部に区別して描いている。図から明らかなように、両者の関係は、健全部および1層空隙部は共に相関性が高く、直線の勾配が健全部では小さく(0.185)、1層空隙部では大きい値(0.451)を示している。また、相関係数は、健全部が $r=0.905$ 、1層空隙部が $r=0.900$ である。なお、2層空隙部の測点数が少ないこともあり $r=0.319$ と相関係数は低く、ここでは除外して考察する。健全部と1層空隙部における回帰式の勾配の相違から明らかなように、健全部における反射波の卓越周波数スペクトル密度の変化は、打撃による卓越周波数スペクトル密度の大きさの変化に比べて小さく、1層空隙部と明瞭に差が確認できる。これは、健全部と1層空隙部の波形の相違でも述べたように、健全部が地盤と接することによる地盤への波動の透過が影響しているものと考えられ、境界条件の違いが分析波形に現れていることを示している。

以上のように、供試体による試験結果に基づき衝撃弾性波法(A)を用いた場合の空隙部の特性は、以下の通りである。

- ① 空隙部は健全部と比較して、卓越周波数のスペクトルが鋭い形状を示す。
- ② 入力波のスペクトルの高さに対する境界面での反射波のスペクトルの高さの比率は、健全部が小さく(0.185)、空隙部の方が大きい値(0.451)を示す。

したがって、衝撃弾性波法(A)による空隙判定は、境界面における反射波の周波数スペクトルの形状と、打撃固有スペクトルの大きさとの比率を求めることにより可能となることを示している。

(2) 衝撃弾性波法(B)

衝撃弾性波法(B)における測定波形を、図3-6に示す。図の左側に示した最大加速度波形の振幅に着目すると、健全部の振幅は図中電圧表示で3volt以下に分布するが、空隙部では3～

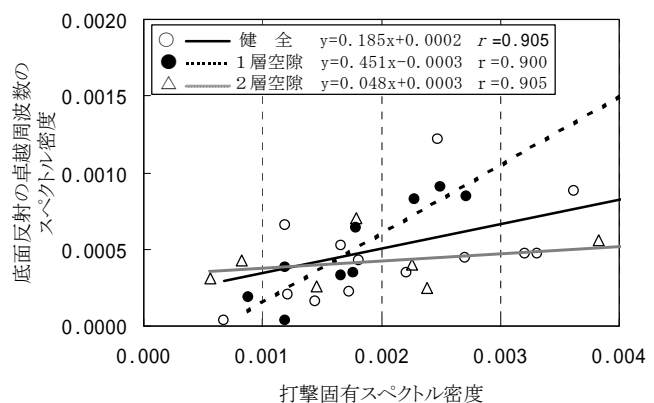
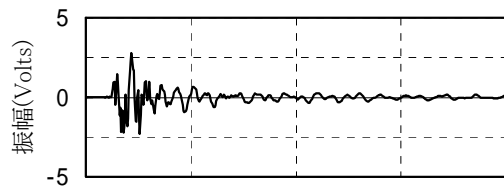
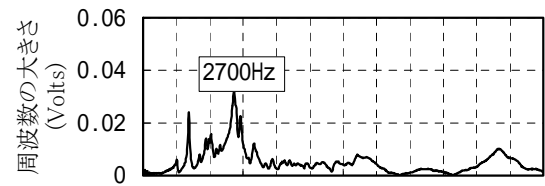


図 3-5 打撃および底面反射波の卓越周波数スペクトル密度の大きさの比較

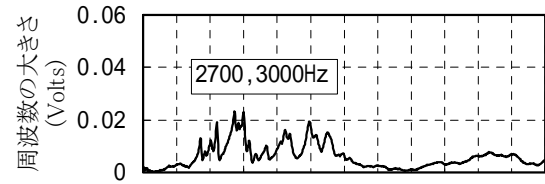
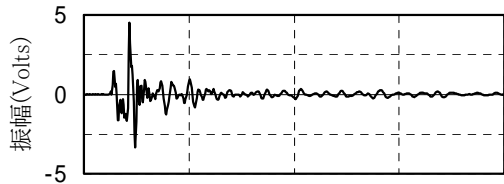
加速度波形振幅の変化
《健全部》



周波数スペクトルの変化



《空隙1層部》



《空隙2層部》

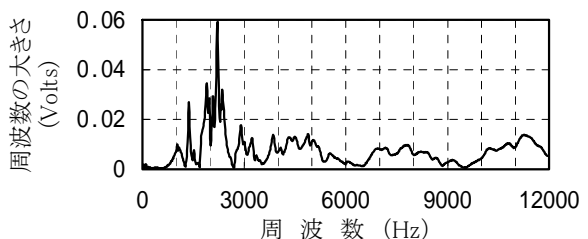
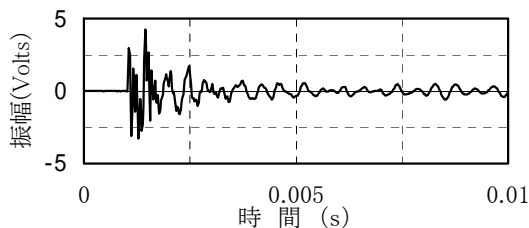


図 3-6 衝撃弾性波法(B)による供試体試験結果

5voltに分布していることから、空隙が存在すると波形振幅が大きくなる傾向が伺われるが、空隙の有無を判定する明確な差違を示すものとはいえない。

また、周波数スペクトルにおいて、健全部および空隙1層部では2700～3000Hzの周波数帯が卓越し、空隙1層部では、この卓越周波数以外に4000～5500Hzの高い周波数帯でもスペクトルが卓越している。さらに、空隙が2層存在する場合、上記の周波数帯以外に7000～8000Hzの高い周波数帯が卓越する傾向を示している。ここで、健全部および空隙1層部に現れている卓越した周波数2700～3000Hzは、衝撃弾性波法(A)における測定結果同様、衝撃波の固有周波数と考えられる。また、空隙1層部に見られる4000～5500Hzの周波数を長さに換算すると、供試体の版厚(0.5m)とほぼ一致する。空隙2層部での7000～8000Hzの高い周波数を長さに換算すると0.23～0.26mとなり、供試体中に設置した空隙位置とほぼ一致することが判る。

したがって、衝撃弾性波法(B)における供試体での測定波形からは、周波数スペクトルを求めることにより空隙や版厚にほぼ対応した卓越周波数が確認できるものといえる。

(3) 超音波反射法

図 3-7 は、超音波発振子を健全箇所固定し、受振子を 5cm 間隔で移動させて測定した結果を抜粋したものである。超音波伝播波形に着目した場合、健全部での波形振幅は発・受振子の間隔に比例して減衰するが(波形①と⑥)、空隙部を挟んだ位置における波形の振幅は大きくなり(波形②)、空隙部でも健全部と同様、発・受振子の間隔に比例して振幅は小さくなる傾向を示している。空隙部では、空隙の影響と考えられる第一波の立ち上がりが大きくなるだけでなく、さらに共鳴波形(波形の繰返し)が存在する。しかし、空隙 1 層の場合と 2 層の場合

合との波形による判別は難しい。

周波数スペクトルに着目すると、健全部では全体的に卓越した周波数の大きさが小さいのに対し、空隙部が存在する場合、超音波の固有振動数(40kHz)が明瞭に卓越する傾向にある(図3-8)。ここで、空隙が1層存在する場合、この超音波の固有振動数以外の供試体の共振周波数と考えられる低い周波数帯でのピークが大きく、また空隙が2層存在する場合は空隙が比較的浅い位置にあり、薄い版厚となることにより超音波固有周波数のみが大きく卓越し、1層の場合にみられた低い周波数帯でのピークが小さくなる傾向にある。超音波反射法は入力安定しているが、発・受振子間の距離により減衰し、受振波の大きさをもとに、空隙部あるいは版厚を定量的に評価することは難しい。したがって、空隙部を判定するには、相対的な振幅の大きさを比較することが必要である。

以上のことより、供試体試験における超音波反射法による伝播波形および周波数スペクトルの変化による空隙の有無の判定は、相対的な波形振幅の大きさを比較することにより可能であると言える。

3.4 実構造物への適用性の検証

3.4.1 実構造物における非破壊試験の実施要領

3種類の非破壊試験の供試体試験結果から得られた成果を基に、実構造物への適用性について検討を行う。

実構造物に関する調査は完成系のコンクリート構造物を対象としているため、踏掛版下の空隙検査に関する現地調査は、図3-9に示す様に舗装上面からの調査、また、トンネル覆工背面の空隙検査に関する現地調査は、覆工コンクリート面から調査を行うこととした(図3-10)。

舗装上面から踏掛版下の空隙を探查する場合、「舗装面と踏掛版」、「踏掛版と上部路床」の材質の異なる境界面が2層存在する。また、トンネル覆工コンクリート面から空隙を探查する場合においても、「地山と吹付コンクリート」、「吹付コンクリートと覆工コンクリート」の2つの境界面が存在する。そこで、これら境界面は舗装面あるいは覆工コンクリート面上からの空隙探查結果に基づき評価することとした。

超音波伝播波形の変化

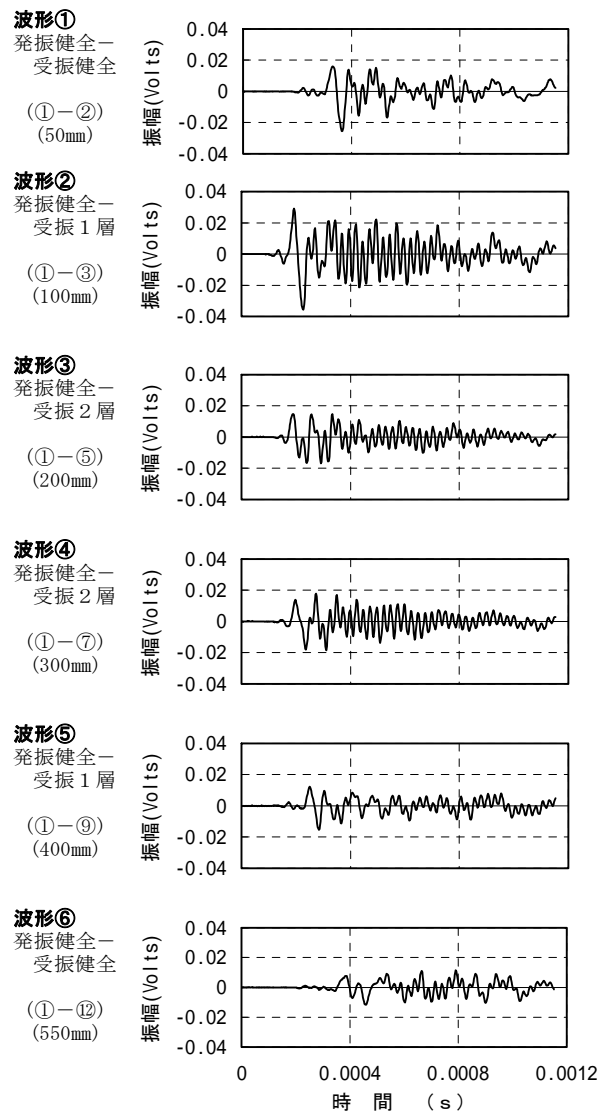
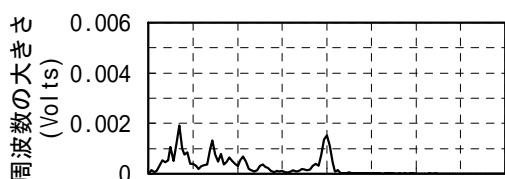
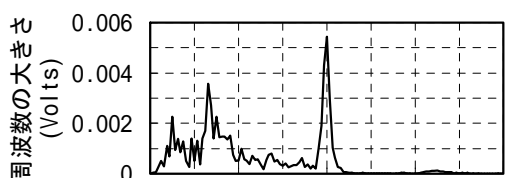


図 3-7 供試体における超音波反射法測定結果

《健全部》



《空隙1層部》



《空隙2層部》

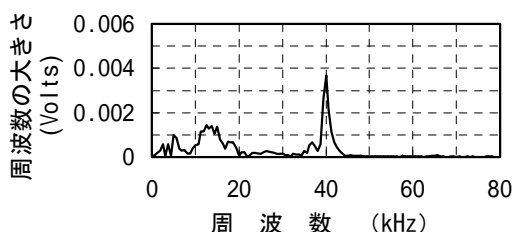


図 3-8 超音波反射法の周波数スペクトル

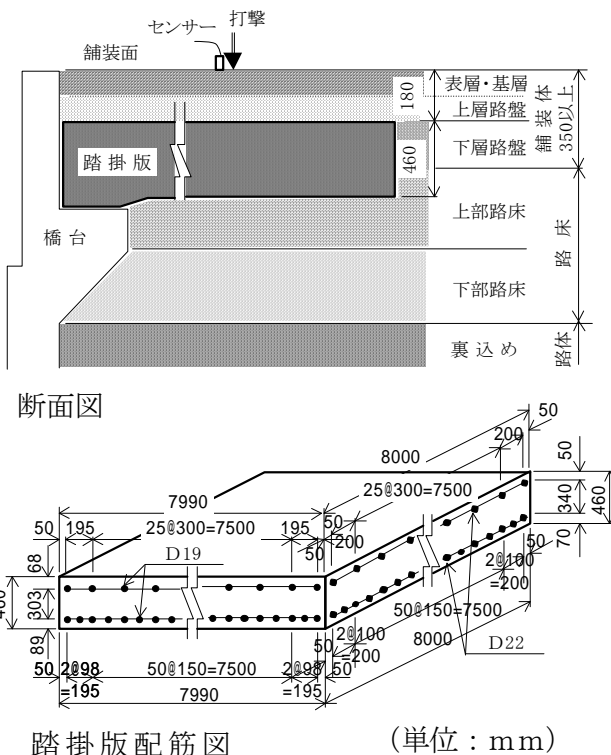


図 3-9 踏掛版下の空隙調査概要図

3.4.2 踏掛版下の空隙検査手法への適用性

(1) 衝撃弾性波法(A)

実構造物における衝撃弾性波法(A)は、舗装を介してその下に位置する踏掛版の空隙の有無を調査することになる。したがって、舗装が測定波形に与える影響について事前に把握しておく必要がある。また、アスファルト舗装体の弾性係数は、温度による依存性が強いことが指摘されており⁷⁾、調査時点における温度環境下でのアスファルト舗装部の波動伝播速度を測定した。舗装部のみを対象として衝撃弾性波法(A)を適用した結果を、図 3-11 に示す。この図から舗装部の波動伝播速度を $c=2000\text{m/s}$ と設定した場合、実際の舗装厚とほぼ一致することから舗装部の波動伝播速度は 2000m/s と評価した。

一方、踏掛版における衝撃弾性波法(A)による版厚調査結果の頻度分布を、図3-12に示す。ここでは舗装部と踏掛版の伝播速度の相違を考慮して、見掛けの伝播速度を 3700m/s としている。図に示すように 0.65m を最頻値として分布していることから、舗装部と踏掛版の見掛けの合成伝播速度は 3700m/s と見なすことができる。また、踏掛版におけ

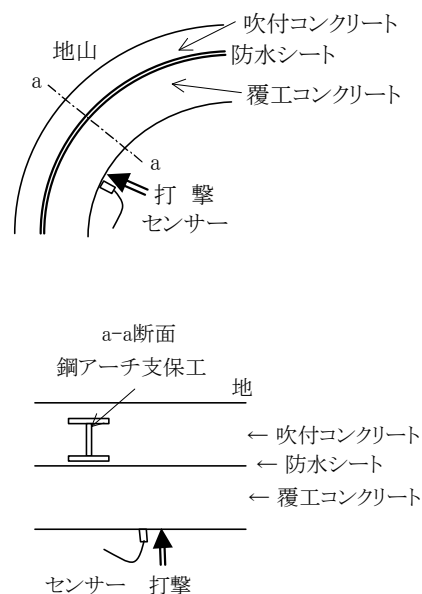


図3-10 トンネル覆工背面空隙調査概要

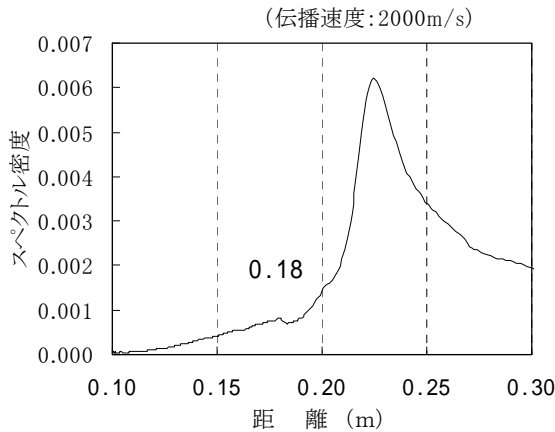


図 3-11 アスファルト舗装部
伝播速度測定波形

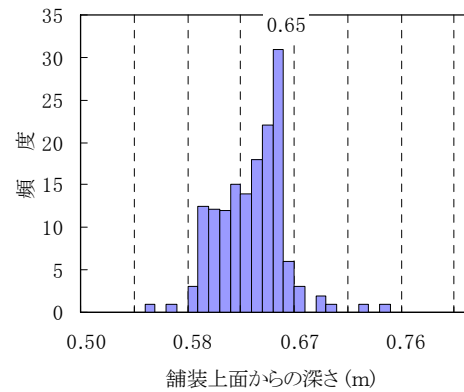


図 3-12 衝撃弾性波法(A)による
版厚測定値頻度分布

る衝撃弾性波法(A)の測定波形例を図3-13に示す。

踏掛版下と考えられる舗装面から0.64m付近においてスペクトルの卓越が確認され、しかも、その傾向は以下の2種類に大別できる。

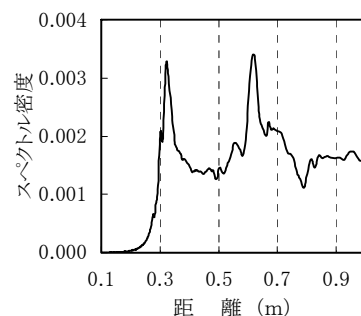
- ① 踏掛版下(路面より0.64m)でスペクトル密度の卓越が顕著に現れる。
- ② 踏掛版下でスペクトル密度の卓越が現れるが、①ほど顕著ではない。

スペクトルの卓越が顕著に現れる①は、弾性波が踏掛版下面において明瞭に反射していることを示しており、空隙の影響で明瞭な反射波が現れたものと推察される。これは供試体試験と同じ傾向を示しており、1層空隙部と判定される。

また、スペクトルの卓越が顕著でない②も、踏掛版底面の厚さを表しており、供試体試験と同様、踏掛版が路床と接しているため、弾性波は踏掛版と路床との境界部で一部が透過するため、周波数の卓越が若干不明瞭になったものと推察される。したがって、②は健全部と判定される。

なお、これらスペクトル曲線に共通してみられる0.30～0.35m付近のスペクトルの卓越は、スチールハンマ打撃による入力波の卓越周波数と舗装部との境界における反射が重なった結果と考えられる。つまり図3-13における横軸の距離は、伝播速度を3700m/sとして換算しているため、舗装部を実測した伝播速度2000m/sで換算すると、スペクトルの第1ピークは0.16～0.19mで発生することになり、舗装厚とほぼ一致することが判る。このように見掛けの合成伝播速度を3700m/sとしたときの測定値と舗装表面から踏掛版下までの厚さ(0.64m)、ならびに舗装部の伝播速度を2000m/sとしたときの測定値と舗装厚(0.18m)が各々、ほぼ一致していることは踏掛版自体の波動の伝播速度が、供試体よりも速く4360m/sであると考えられる。

①踏掛版下(64cm付近)でスペクトル密度の卓越が顕著に現れる



②踏掛版下(64cm付近)でスペクトル密度の卓越はみられるが顕著でない

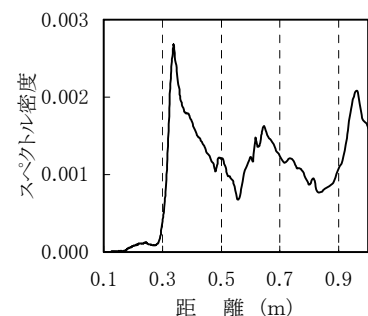


図3-13 踏掛版下の空隙調査 衝撃弾性波法(A)の調査結果

この卓越周波数帯について、打撃による入力波の卓越周波数の大きさと踏掛版下における卓越周波数の大きさとの関係を図3-14に示す。健全部と1層空隙部を比較すると、回帰式の勾配は健全部に比べて1層空隙部が大きい。この傾向は供試体試験結果と同様である。供試体結果との勾配の相違は、実構造物が舗装上面からの調査であること、入力用にスチールハンマを用いていること、およびコンクリートの強度が実構造物の方が大きいこと等が起因しているものと推察される。また、供試体試験結果同様、踏掛版下の空隙調査結果においても相関係数 $=0.771\sim0.913$ と強い相関関係にある。

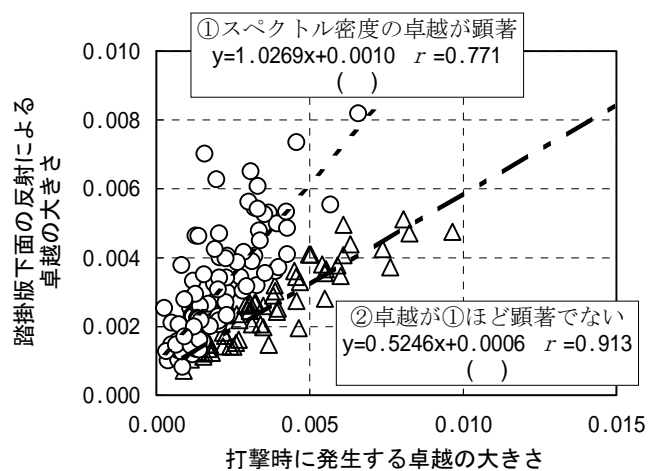


図 3-14 踏掛版下の空隙調査における衝撃弾性波法(A)による卓越周波数の大きさの比較

したがって、実構造物においても卓越する周波数の位置(深度)、形状および打撃による卓越周波数の大きさに対する反射波の卓越周波数の大きさの比率を求めることにより、空隙の有無を評価することができるものと考えられる。

(2) 衝撃弾性波法(B)

踏掛版における衝撃弾性波法(B)調査結果を図3-15に示す。振幅や周波数スペクトルの大きさに差がみられるが、いずれの測点においても3000Hz付近の周波数帯が卓越していることが確認できる。

ここで、伝播速度を衝撃弾性波法(A)の分析で設定した見掛けの合成伝播速度3700m/sとして版厚を求めた場合、式(3.1)より版厚 $L=0.62\text{m}$ となり、ほぼ路面から踏掛版下までの距離と一致する。したがって、この周波数帯は踏掛版下の反射による卓越であるといえる。

この3000Hz前後の周波数帯に着目し、衝撃弾性波法(A)調査結果から得られた2分類のうち、(踏掛版下の卓越が顕著に現れる)と②(卓越はみられるが顕著ではない)とを比較した場合、周波数スペクトルにおける卓越の大きさは、空隙が存在すると推定される①の場合の方が大きくなり、衝撃弾性波法(A)の空隙位置における周波数の卓越と同様の傾向を示す。さらに、波形振幅では、空隙が存在すると推定される①の方が、振幅が大きかつ波形減衰時間が長くなる傾向にある。

以上のことより、衝撃弾性波法(B)においては、加速度振幅と周波数スペクトルの卓越の大きさや卓越する周波数帯の違いなどから、踏掛版下の空隙の有無に対する推定が可能となる。

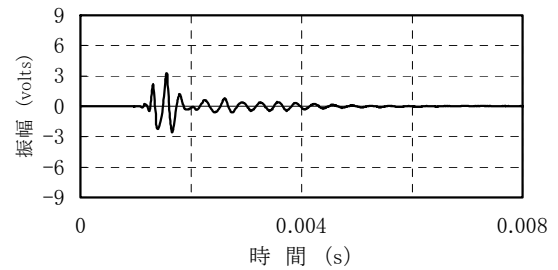
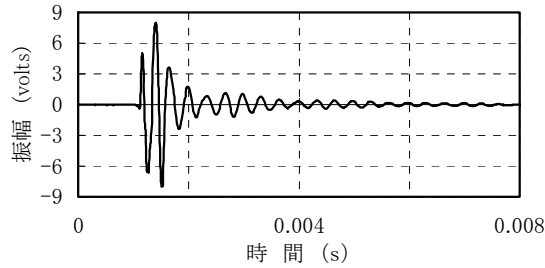
(3) 超音波反射法

踏掛版下の空隙調査に関する超音波反射法について、超音波透過波形および周波数スペクトルをまとめたものを図3-16に示す。超音波の発・受振子間が2.0mを越えると超音波(40kHz)の透過が非常に弱くなり、超音波透過波形が乱れるとともに、波形振幅が非常に小さくなり、さらに透過した超音波固有の卓越周波数(図中、40kHz)が現れなくなる。

①衝撃弾性波法(A)調査結果において、踏掛版下でスペクトル密度の卓越が顕著に現れる

②衝撃弾性波法(A)調査結果において、踏掛版下でスペクトル密度の卓越はみられるが顕著でない

《加速度波形》



《周波数スペクトル》

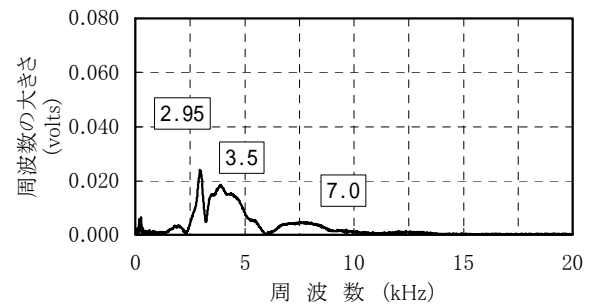
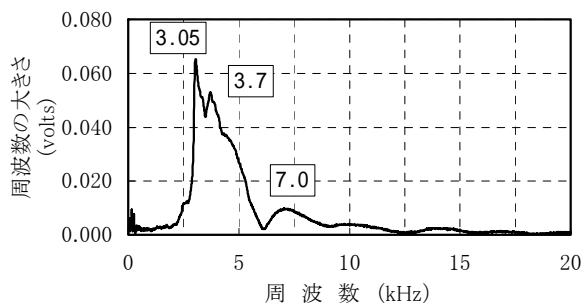


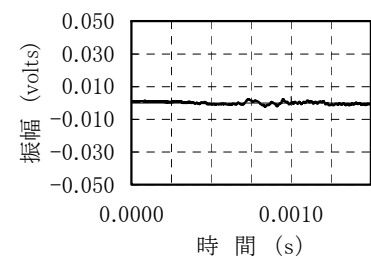
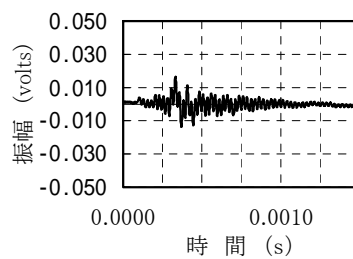
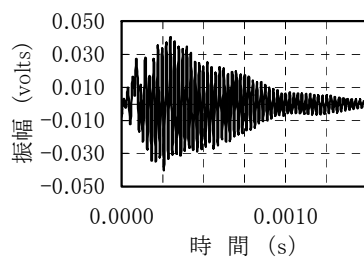
図 3-15 踏掛版下の空隙調査 衝撃弾性波法(B)の調査結果

超音波発・受振

超音波発・受振子間 1.0m

超音波発・受振子間 2.0m

《超音波透過波形》



《周波数スペクトル》

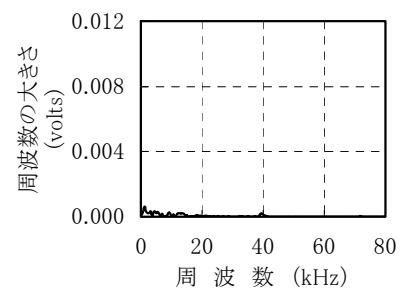
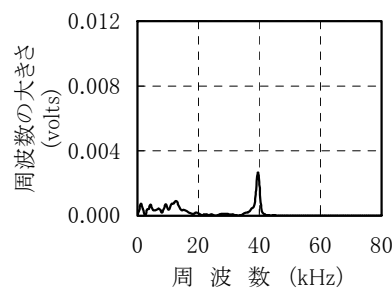
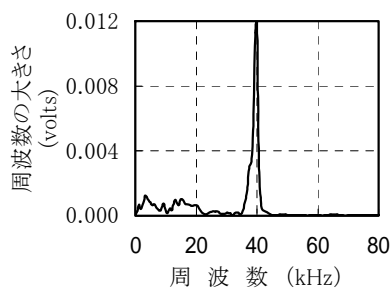


図 3-16 踏掛版下の空隙調査 超音波反射法の調査結果

これは超音波反射法を舗装上面から行っているため、舗装の影響が大きいものと推察される。コンクリートに比べると舗装は減衰が大きく、舗装上面からの適用は難しいものと言える。

したがって、超音波反射法においては、踏掛版下面の反射を確認することが困難であると言え、空隙の検知には、透過エネルギーを大きくする等の対策が必要である。

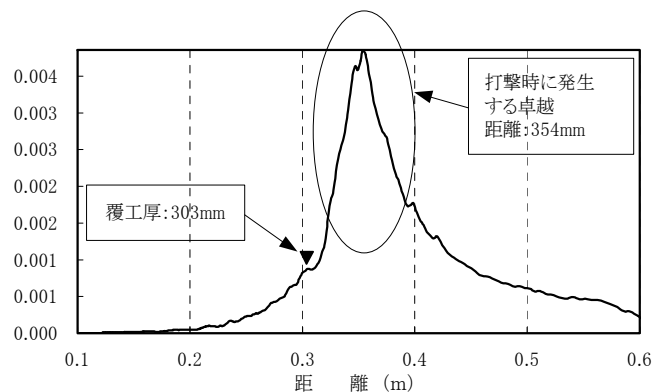
3.4.3 トンネル覆工背面の空隙調査への適用性

トンネル覆工背面の空隙調査方法としては、覆工背面の空洞の有無が覆工コンクリートの耐荷力やトンネル自体の耐久性に影響を与えることから、ボーリング、超音波法、電磁波法、打撃・打診法が推奨されており、これらの手法により空隙の位置(範囲)および大きさを把握し、対策工を設計する際の情報とすることが必要であるとされている⁸⁾。本章では3.4.1の実施要領で述べたように、トンネル覆工背面の空隙調査として衝撃弾性波法(A)および(B)の2種類の非破壊調査を用いた。なお、トンネル覆工背面の空隙に関する現地調査は、トンネルクラウン部に設けられた検査孔において、覆工コンクリート背面に空隙が確認されている箇所(空隙幅が5、10、15、30mmの4種類)を対象に実施し、空隙が確認されなかった箇所との比較を行った。

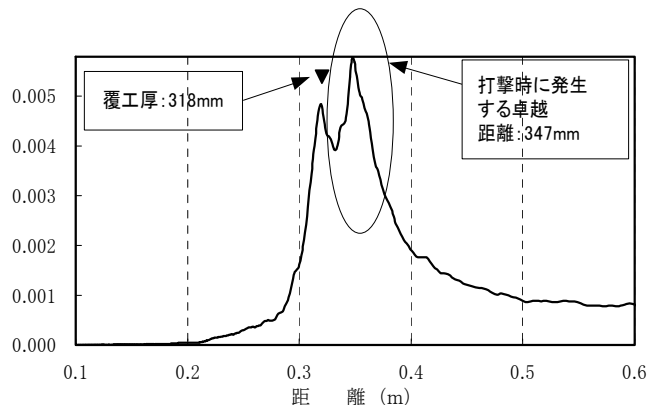
(1) 衝撃弾性波法(A)

空隙調査への適用性の検討に際し、トンネル覆工コンクリート中の波動伝播速度を推定する。推定方法としてはデータの母数が少ないため、空隙がない箇所での衝撃弾性波法(A)による実測値(伝播速度を4000m/sとして測定した)の平均値(302mm)が、検査孔において確認された実測寸法(305mm)に整合するように決定するものとした。すなわちデータ分析におけるトンネル覆工コンクリート中の波動伝播速度は $c=4000 \times 305/302=4040\text{m/s}$ を用いて、空隙あるいは反射面までの距離の評価を行うこととした。

ここでトンネル覆工厚が確認され、覆工背面に空隙がある場合と無い場合の衝撃弾性波法(A)の実測波形例を、図3-17(a)(b)に示す。これはスチールハンマを用いて測定した波形である。図から明らかなように、空隙がない箇所での測定波形では、覆工コンクリート厚を示す波形変化は非常に小さいのに対し、空隙がある箇所では明瞭に現れている。これは、覆工コ



(a) 空隙がない場合



(b) 空隙がある場合(10mm)

図 3-17 空隙の有無による衝撃弾性波法(A)の測定波形例

ンクリートと吹付けコンクリートの境界に空隙がない場合は、入力された弾性波のほとんどが吹付けコンクリートへと透過するため境界面での反射が小さくなり、空隙がある場合は逆に境界面でほとんどが反射するために生じるものといえる。また、打撃固有スペクトルは0.35m付近に見られ、周波数に換算すると約5800Hzとなり、前述した供試体によるスチールハンマ使用時における振動数とほぼ一致しており、スチールハンマによる衝撃波の固有振動数を表していることが判る。

次に、空隙の大きさと測定波形の変化について考察する。図3-18は各空隙の大きさ毎に測定した結果で、打撃固有スペクトルの大きさと覆工厚を示す卓越スペクトルの大きさとの関係を示している。回帰直線の勾配に着目すると、空隙がない箇所では勾配は0.224と小さく、空隙がある箇所では0.556～1.00と大きくなっており、空隙が大きくなるほど両者の関係を示す回帰直線の勾配が大きくなる傾向が伺える。

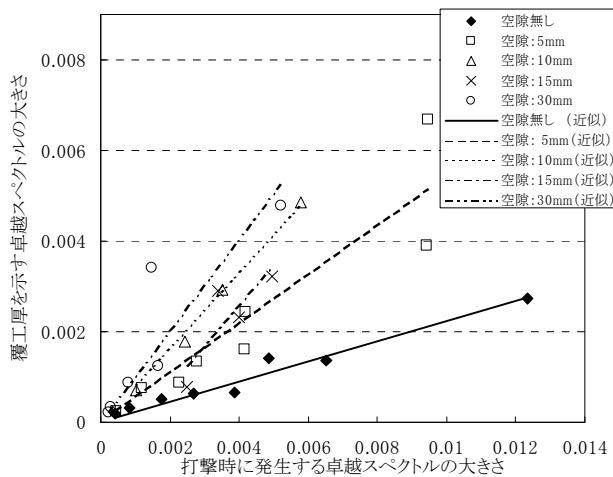


図3-18 打撃固有スペクトルと覆工厚
卓越スペクトルの関係

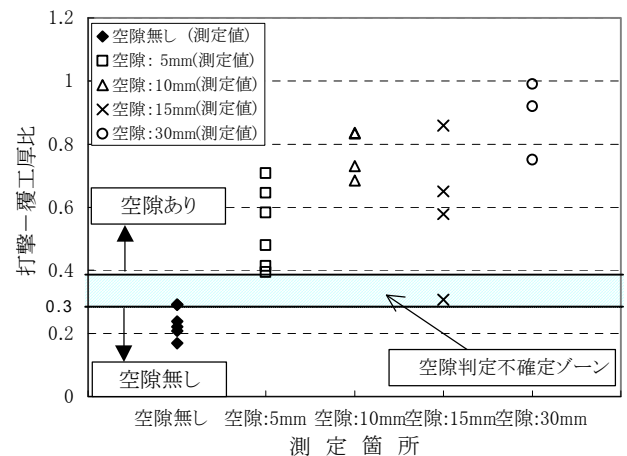


図3-19 空隙の有無と
覆工厚／打撃比の関係

ここで、打撃固有スペクトルの大きさを測定データを除して正規化し、空隙の大きさと覆工厚を示すスペクトルの大きさを比較した結果を図3-19に示す。図において縦軸は覆工厚を示す卓越スペクトルの大きさと打撃固有スペクトルの大きさの比(以下、「覆工厚／打撃比」)を表し、横軸は空隙の大きさである。

図に示すように覆工厚／打撃比は、多少のバラツキは見られるものの空隙がある全ての値が空隙のない場合の値を上回り、大きくなる傾向が確認できる。また、覆工厚／打撃比が0.3未満では空隙なしと推定でき、逆に0.4以上では空隙ありと推定することが可能といえる。この値は、3.3.1に示した供試体での空隙の有無における実測値と符合している。したがって、空隙の有無を判定する境界線は0.3～0.4の範囲にあることが明らかとなった。ただし覆工厚／打撃比が0.3～0.4の範囲では、明確に空隙ありと判定することはこれらのデータだけでは難しく、現状では不確定な範疇といえる。そこで、今後さらにデータの収集を図ることにより、空隙の有無の境界線を明確にし、空隙判定基準を確立することを今後の検討課題としたい。

(2) 衝撃弾性波法(B)

トンネル覆工背面における空隙確認を目的とした衝撃弾性波法(B)の測定結果から、空隙の有無による測定波形の代表例を図 3-20 に示す。上段の加速度波形では、供試体での測定結果同様、振幅等に明瞭な差違はみられない。また、振幅の減衰に関しては空隙がある場合と無い場合で異なり、空隙がある場合の方が減衰に要する時間が長くなる傾向が伺える。これは空隙がある場合は、空隙面で衝撃波がほとんど反射するのに対し、空隙がない場合は衝撃波の一部が透過することにより減衰が大きくなるものと推察される。一方、周波数スペクトルに着目すると、空隙がある場合の方がスペクトルは高くかつシャープに卓越していることが判る。また、各々の卓越周波数から反射位置を求めると、空隙がない場合で覆工厚 420mm に対して 475mm、空隙がある場合で覆工厚 365mm に対して 380mm とほぼ一致した結果が得られている。ただし、波動伝播速度は衝撃弾性波法(A)と同様、4040m/s を用いた。

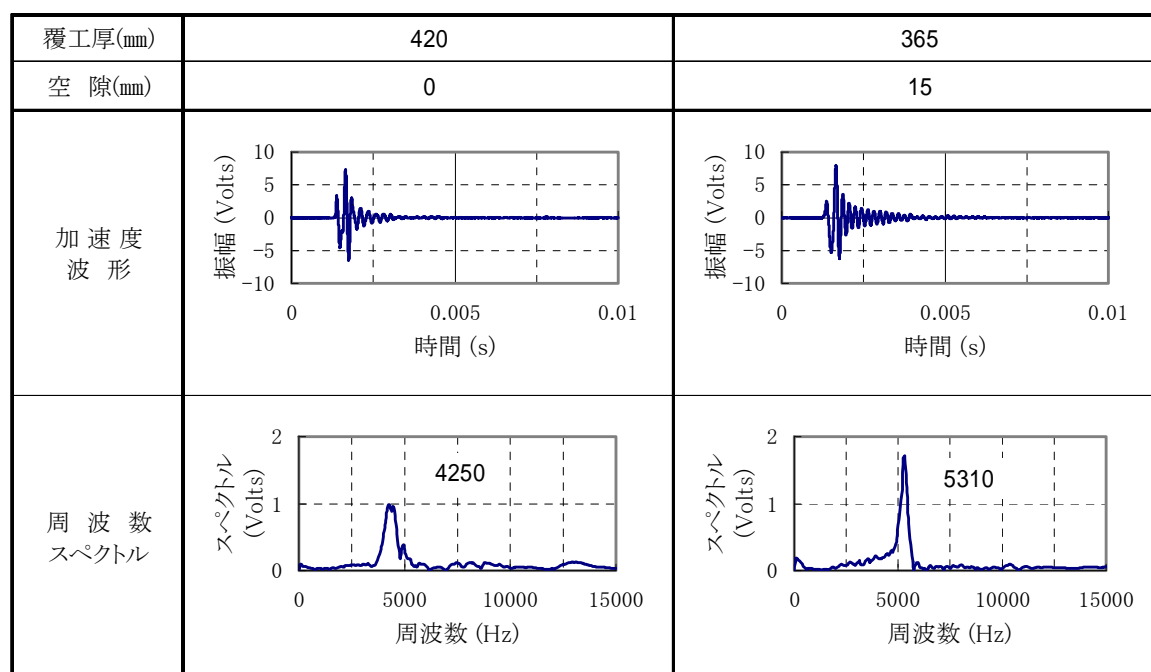


図 3-20 空隙の有無による衝撃弾性波法(B)の測定波形の比較

以上のように、トンネル覆工背面に関する衝撃弾性波法(B)においては、加速度波形の減衰時間や周波数スペクトルの卓越の大きさが若干異なる傾向がみられる。したがって、踏掛版に関する調査結果や供試体試験結果と同様に、トンネル覆工背面の空隙調査に関しても空隙の有無に対する波形振幅の減衰時間や卓越スペクトルの形状に関する定量的な評価が必要となる。

ただし、衝撃弾性波法(B)の測定波形においては、衝撃波の固有周波数のスペクトルが出現していない。これはAEセンサーの周波数特性は0～150kHzと帯域は広いが、測定時に使用するアンプの特性等により波形が影響を受けることが考えられる。したがって、衝撃弾性波法(B)の適用を検討する場合、測定システム全体の仕様も含めて行う必要があり、今後の検討課題としたい。

3.5 まとめ

本章は、踏掛版下およびトンネル覆工背面の空隙調査手法の確立を目的として、衝撃弾性波や超音波を用いた非破壊試験に着目し、空隙検査手法としての適用性について検討を行ったものである。

得られた成果を以下にまとめる。

(1) 踏掛版下の空隙検査手法への適用性の評価

- ・衝撃弾性波法(A)は、踏掛版下における空隙の有無など境界条件の相違により、反射波のスペクトルの卓越の仕方が異なることから、空隙に対する評価が可能である。
- ・衝撃弾性波法(B)も衝撃弾性波法(A)と同様、踏掛版下の境界条件による卓越周波数の大きさと加速度波形の振幅に着目することにより、空隙の有無の推定が可能となる。
- ・超音波反射法の場合、超音波パルスの周波数が高いため、舗装上面からでは減衰や散乱により、踏掛版底面や空隙部の反射波を検出することは難しいことが判明した。今後、入力エネルギーや周波数の検討が必要である。

(2) トンネル覆工背面の空隙検査手法への適用性評価

- ・衝撃弾性波法(A)による覆工コンクリート背面の空隙調査結果から、打撃固有スペクトルの大きさと境界部における反射による卓越周波数スペクトルのとの比、覆工厚／打撃比に基づき空隙の有無が判定可能となる有効な結果が得られている。

すなわち、覆工厚／打撃比が

0.3未満では「空隙なし」

0.4以上では「空隙あり」

0.3～0.4は「空隙の可能性あり」

この判定は、供試体および実構造物の両者において共通して確認された。

- ・衝撃弾性波法(B)による空隙調査は、覆工部背面と吹付部背面の各境界層での卓越周波数のピークが得られており、加速度波形振幅や周波数スペクトルの卓越の大きさが異なる傾向を示すことが確認されている。しかし、空隙の有無の評価の可能性を示唆しているが、定量的な評価を行うまでには至っていない。測定システム全体の仕様の検討が必要といえる。

(3) 非破壊検査方法の適用性の評価

- ・衝撃弾性波法(A)は、舗装上面からの踏掛版空隙評価やトンネル覆工背面の空隙検査手法として適用可能である。特にトンネル覆工背面の空隙調査に関しては、判定基準となる指標が提案できた。
- ・衝撃弾性波法(B)も同様に、適用の可能性を示唆しているが定量的な評価を行うには、今後のデータの収集ならびに測定システムの改良が必要である。
- ・超音波反射法により舗装上面からの評価を行う場合、舗装など複数の伝播速度の異なる層間により超音波透過波形が乱れ、空隙検査手法として適用が困難である。

以上より、衝撃弾性波法(A)および(B)による調査手法は、卓越周波数(スペクトル密度)の違いや加速度波形の変化から空隙検査手法として適用可能であることが確認できた。したがって、実務レベルとしてハンマを用いた“たたき点検”による検査より、コンクリートの空隙をより迅速に、かつ確実に検査できる手法として、これらの調査法の確立を図るために、さ

らなるデータの収集および検討・評価が必要である。

今後、実構造物における調査精度の検証を行うことにより、空隙評価の判定基準を確立するとともに、空隙調査手法としての適用性の拡大を図ることが必要といえる。

[第3章の参考文献]

- 1) 日本道路公団：土木構造物の補修事例集， pp.27-33， 1987.
- 2) 建設省土木研究所 材料施工部施工研究室：地中レーダの空洞探査への適用性とその評価に関する研究， pp.2-25， 1998.
- 3) 森 芳徳, 大下武志, 市村靖光：レーダによる地中構造物周辺地盤の空洞探査への適用性，土木技術資料，Vol41， No2， pp.20-25， 1999.
- 4) 菊池保孝，小野田滋，前川迪弘，島貴美樹，佐野力：熱赤外線映像によるトンネル変状調査，土木学会第45回年次学術講演会， 1990.
- 5) 今田和夫，坂巻広治，仲田慶正：非破壊による床版損傷調査手法について，土木学会第51回年次学術講演会， 1996.
- 6) (社)日本非破壊検査協会編：コンクリート構造物の非破壊試験法，養賢堂， pp.123-139， 1994.
- 7) 林川俊郎，渡辺 昇，井上稔康：コンクリート合成鋼床版橋の積雪時における現場振動実験とその注意点について，第2回橋梁振動に関するコロキウム， pp.155-158， 1989.
- 8) 日本道路公団試験研究所：試験研究所技術資料，第356号，トンネル変状調査マニュアル， pp.43-44， 1998.
- 9) 樺山好幸，稲垣太浩，江口洋一，鏡原宏志，小柳洽：RC 床版補強工法におけるセメント系床版下面充填材の研究，土木学会論文集，No.567/ 35， pp103-115， 1997.6
- 10) 樺山好幸，熊野賢二，宮川豊章，野村勝義，今田和夫：反射波法を用いた非破壊試験のコンクリート構造物空隙調査への適用性に関する研究，土木学会論文集，No. 665/ -49， pp31-44， 2000.12

第4章 損傷を有する PC 橋梁の非破壊検査と健全度評価

4.1 はじめに

当該橋梁は、供用後7年が経過したPC7径間連続ラーメン箱桁橋であり、その構造概要を図4-1に、また構造諸元を表4-1に示す。

図4-1において、○印で示した径間中央付近上り線側箱桁外側面において幅0.5～1.0 mm、長さ約1.3 m程度および箱桁下面に幅3.0～4.0 mm、長さ約1.5 m程度の橋軸方向のひび割れが目視点検により確認された。このため、橋面より吊足場を架設し、詳細点検を行った結果、幅1.7 m×高さ0.75 mの範囲にわたりコンクリートの浮きが発生していることも確認され、この特異な損傷による橋梁の健全性が懸念された。損傷の概要を図4-2に示す。

詳細点検の結果、漏水・遊離石灰や錆汁等は認められず、局部的な損傷ではあるがひび割れが著しいことから、箱桁外側面および内側面の詳細調査を実施した。

本章は、上記PC箱桁橋梁を対象に非破壊検査方法を用い、その損傷原因や発生メカニズムを究明するとともに、補修後の耐荷力評価を目的として実施した試験車載荷試験結果に基づき、当該橋梁の健全性評価結果をまとめたものである。

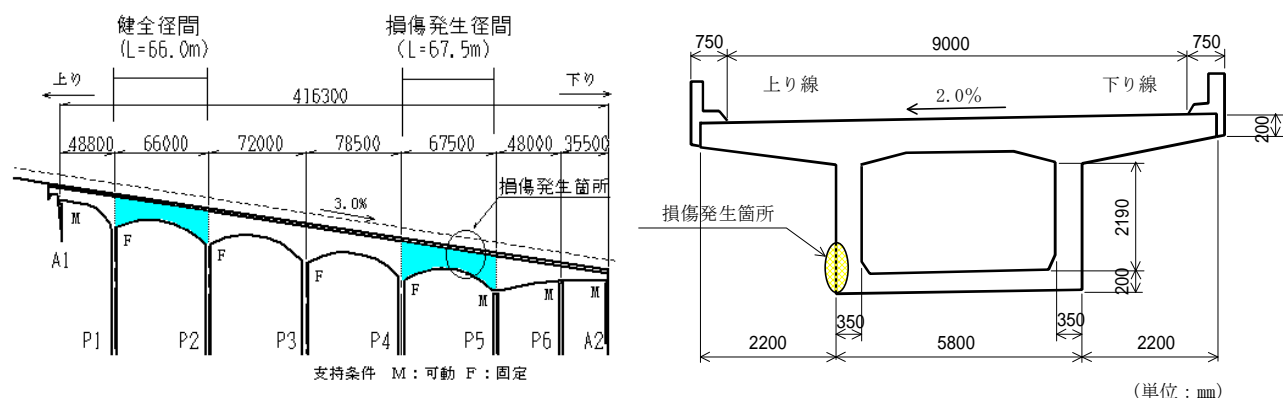


図 4-1 調査対象橋梁の構造概要

表 4-1 調査対象橋梁の構造諸元

橋 長	416.3 m
構 造 形 式	PC 7 径間連続ラーメン箱桁橋
支 間	48.0+66.0+72.0+78.5+67.5+48.0+34.7 m
有 効 幅 員	9.0 m
斜 角	90°
P C 鋼 材	P C 鋼 棒 SBPR930/1180 32 mm
	カップラース L=250 mm or 350 mm
桁コンクリート	圧縮強度 $c_k=40 \text{ N/mm}^2$
車 線 構 成	暫定対向1車線（上下線一体構造）

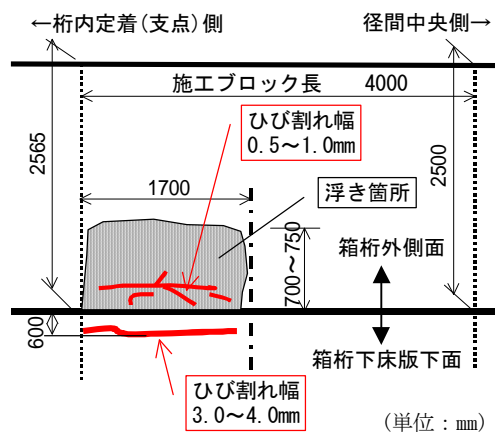


図 4-2 損傷状況概要

4.2 損傷の発生状況

4.2.1 外観損傷状況

(1) 箱桁外側面

接近目視調査を実施した結果、箱桁外側面のひび割れ発生集中部に若干の“ふくれ”があり、ひび割れ先端部で約2mm程度の“せり出し(割れ段差)”が発生していた。また、ひび割れ内部が互いに擦れ合った跡もみられており、損傷は早期に発生し、その後もひび割れが進行しているものと推察された。

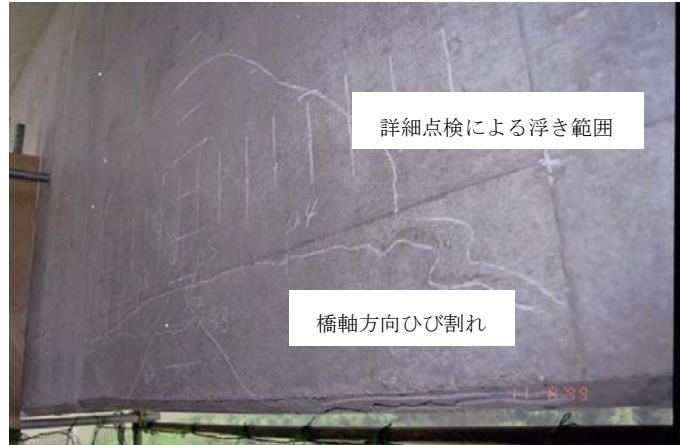


写真 4-1 損傷発生現況(箱桁側面)

箱桁外側面に発生している橋軸方向の最大ひび割れ幅は1.0mmであり、このひび割れを対象に超音波法により測定したひび割れ深さは約15cmであった。また箱桁下面のひび割れは最大幅4.0mmであり、その深さは約13cmあることから、発生しているひび割れはいずれも鋼材に達していることが確認できた(写真4-1)。

(2) 箱桁内側面

箱桁外側面の損傷発生箇所と同一部の箱桁内側面では、浮きおよびひび割れ等の発生はなく、定着両端部とも異常は見受けられなかった。また、遊離石灰の滲出および水の浸透もなく、損傷は局部的なものと推測できた。

4.2.2 損傷内部の状況

外観損傷状況および後述する非破壊検査の結果、損傷の発生は局部的であり、浮きコンクリートを剥すことが可能であると判断し、内部の状況を把握することを目的として、浮き部分を一部除去した。

(1) 内部状況

目視観察の結果、ひび割れは下フランジから上方に進展し、フープ筋内部まで損傷を受けている状態であった。しかし、フープ筋とコンクリートとの間には隙間がみられたが、この部位の中性化は進行していなかった。

写真4-2に示すように、カップラシースが確認でき、カップラがシースから桁内定着側に約3cmはみ出した状態となっていた。このカップラの移動によりコンクリート



写真 4-2 浮き範囲一部除去後の状況

面が割裂し、ひび割れが発生したものと判断できる。また、骨材の割れも確認でき、このカップラから定着端側のコンクリートにはひび割れが多く発生し、局部的に設計断面としての耐荷性能を期待できる状態ではないと判断された。

目視調査の結果、カップラがシースから桁内定着側に 3 cm はみ出した状態であり、損傷発生時の食い込み量をこの 3 cm とした場合、図 4-3 より、設計緊張力までの緊張時における拘束時の張力差は 196kN と推察され、その際の支圧応力度は $7568\text{N}/\text{cm}^2$ となり、これにより割裂応力が作用し、かぶりの薄い外側面へ損傷が発生したものと考えられる。ただし、コンクリートと鉄筋の受け持つ耐力が 213kN であり、作用力である 196kN を上回っていることが、爆裂的な損傷を引き起こさなかった要因と考えられる。

(2) カップラシース内部の状況

カップラシースを一部取り除き、グラウト充填状況を確認したところ、カップラを中心として桁内定着側はグラウトが充填されているのに対し、径間中央側はグラウトが未充填の状態であった。また、カップラシースの外表面と内面の一部に発錆および欠損が、さらに鋼棒も僅かに発錆している状況を確認した。

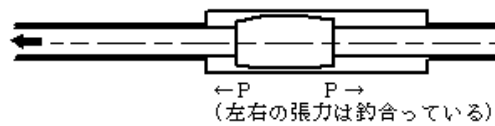
4.2.3 損傷状況のまとめ

損傷の発生状況をまとめると以下のとおりである。

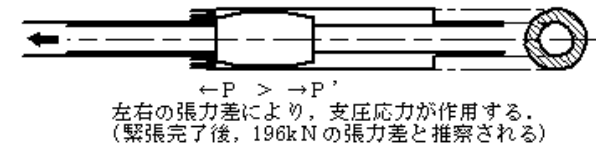
- ① 箱桁外側面接近調査の結果、ひび割れ損傷の進展が確認されたが、漏水・遊離石灰の発生は見受けられず、局部的な損傷と判断できた。
- ② 箱桁内側面調査の結果、ひび割れ等は確認できなかった。
- ③ 損傷部を除去した結果、損傷発生原因は鋼棒緊張時のカップラの移動により、コンクリート面が割裂したものと考えられた。
- ④ シース内でグラウト充填不良や僅かではあるが部分的な錆が確認された。

以上の結果から、PC鋼棒ならびに橋梁としての健全性を評価することが重要であると判断し、非破壊検査によるPC鋼棒の詳細調査ならびに載荷試験による橋梁の健全性評価を行うこととした。

1. 鋼棒セット，緊張開始



2. 緊張中にカップラがカップラシースに抵触



3. シース前面の耐力がなくなり，カップラが前面に食い込む。

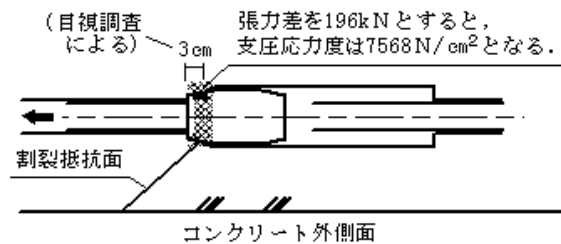


図 4-3 カップラの移動によるひび割れ発生概要

4.3 詳細調査

4.3.1 詳細調査の目的

損傷発生部におけるPC鋼棒の破断の有無およびグラウト充填不良範囲の特定を目的として非破壊検査を用いた詳細調査を実施した。

4.3.2 調査手法

詳細調査を実施するにあたり、適用可能と判断した非破壊検査手法およびその適用性評価の概要を表4-2に示す。

非破壊検査による詳細調査は、箱桁外側面に設置した吊足場を利用することからその作業性に制約を受け、機材の携帯性や移動性に重点をおいて検査手法の比較検討を行なった。その結果、表4-2に示したとおり、測定器が簡易でコンパクトな衝撃弾性波法を採用し、損傷範囲の把握に関する調査ではRCレーダ探査法も併用した。

衝撃弾性波法は、被測定物の表面に打撃を与え、入力された弾性波の反射波を加速度計を用いて受振することにより、被測定物内部における損傷発生の有無の確認や、厚さ・長さなどの品質確認に利用されるものである。今回、衝撃弾性波法として損傷の発生範囲ならびに内部状況を把握するために、CTM(Concrete Thickness Measurement)法を、P C鋼材の健全性評価にはSIT(Sonic Integrity Test)法を用いた。

この2手法は解析プログラムやセンサーは異なるが、測定器は写真4-3に示す同一の測定器（コンピュータ）を用いることができる。

表 4-2 非破壊検査方法の比較

詳細調査の目的	非破壊検査方法	今回の詳細調査としての適用性評価	
損傷範囲の把握	衝撃弾性波法	衝撃弾性波の周波数特性から、空隙の検知が可能となる。また、測定器が比較的小型軽量で携帯性や移動性に優れる。	
	レーダ探査法	表面鉄筋でレーダ反射が起こり、それ以深の深度方向の精度に影響する。	
	超音波法 (表面波法・透過法)	箱桁内外部からの透過法は困難であり、表面波法では深度に対する精度が劣る。また、装置が若干大掛かりとなり、作業性に劣る。	×
P C鋼材の健全性評価	衝撃弾性波法	弾性反射波を速度波形として捉え、その波形の変化から、鋼棒の長さやグラウト充填状況の確認が可能となる。また、測定器が比較的小型軽量で携帯性・移動性に優れる。	
	超音波法 (表面波法・透過法)	入力信号が電気信号であり、一定のエネルギーかつ高周波数で発生させることから、減衰が速く、適用が困難である。	×
	X線透過法	内部状況が直接目視観察できるという利点はあるが、資機材が大掛かりとなる。また、断面隅角部の変断面には適用が困難となる。	×

適用性の評価 ○：適用可能として今回調査を実施，△：補完として今回調査を実施，×：適用不可能として今回調査を実施せず

(1) CTM 法

CTM法は、奥行きに対して十分な広さを有する版状のコンクリートを対象に0.1～1.0mの適用範囲でコンクリート厚さを測定するシステムであり、床版増厚に伴う床版一体化確認調査や舗装上面からの床版損傷状況確認調査¹⁾、トンネル覆工厚およびその背面の空隙確認調査²⁾などに利用されている。CTM法は、対象となる測点に加速度計を押し当て、その近傍を軽量ハンマで打撃することにより発生する衝撃弾性波の入反射を圧電型加速度計(応答周波数0.3～30Hz)を受振子として計測するものである。打

撃に伴う衝撃弾性波は、打撃面と反射面との間で重複反射するため、高速フーリエ変換(F F T)により卓越周波数を求めることができる。この卓越周波数 f (Hz)と材質等により決まる伝播速度 c (m/s)を用いて式(4.1)によりコンクリート厚さ L (m)に換算し、表示する。

$$L = c / 2 f \text{ -----式(4.1)}$$

ただし、使用する加速度計の周波数領域から、計測できる最小厚さを0.1mとしている。このCTM法では、衝撃弾性波の伝播経路においてコンクリートと伝播速度の著しく異なる空隙が存在する場合、その境界面で弾性波が反射するため空隙位置でのスペクトル密度の卓越が顕著に現れ、空隙の検知が可能となる。

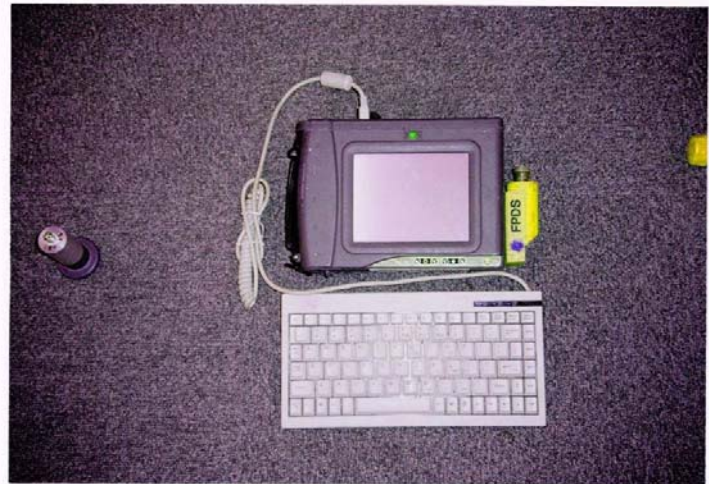


写真 4-3 衝撃弾性波法の測定器

SIT法は、弾性波の反射状況を速度波形として捉え、波形の変化から断面変化を確認するとともに、端部反射から測定対象物の長さを評価するシステムであり、断面積と比較して長さの長い杭の健全度評価としての実績が多い^{3), 4)}手法である。

ここでは、この手法をP C鋼棒の健全度評価に応用することとした。これは、定着部の鋼棒先端を軽量ハンマで打撃することにより低レベルのひずみを発生させ、その際の応答を圧電型加速度計(応答周波数0.2~10kHz)を受振子として計測するものである。打撃により発生した入力波は、材質が均一で断面変化がない場合には一定の速度で振幅を弱めながら進行するが、断面変化がある場合にはインピーダンスの変化により反射波が生じる。最も顕著なインピーダンスの変化が現れるのは先端反射であり、打撃による反射波が戻ってくるまでの時間は、波動が1往復する時間に等しく、波動伝播速度により長さの測定が可能となる。

SIT法は、図4-4に示すように、ハンマの打撃方向を正として速度波形を表示している。そのため、カップ

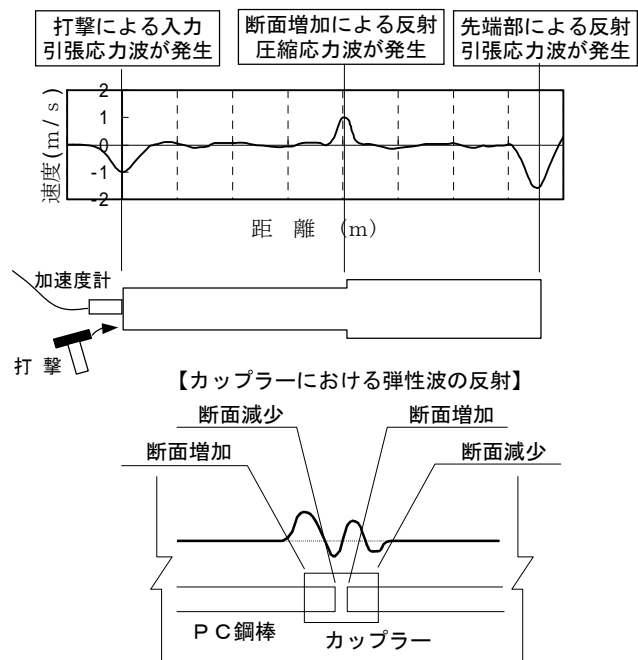


図 4-4 SIT法によるカップラの断面変化に伴う速度波形の変化

ラなどによる断面増加部ではインピーダンスが大きくなり、入力波と反対向きの正反射(圧縮応力波)が発生する。また逆に、断面減少部や先端部ではインピーダンスが小さくなり、入力波と同方向の反射波(引張応力波)が発生する。このことから、P C鋼棒のカップラ位置では断面増加→断面減少を繰り返すこととなり、反射波は圧縮応力波から引張応力波の波形を繰り返すこととなる。

4.3.3 損傷範囲ならびに内部状況の把握

(1) 内部の評価

CTM法による測定結果を、図4-5(a)(b)(c)に示す。横軸は、式(4.1)により衝撃弾性波の卓越周波数と伝播速度を用いて長さに換算して表示している。伝播速度は、健全部における版厚測定結果から換算した値である4300m/sを採用した。

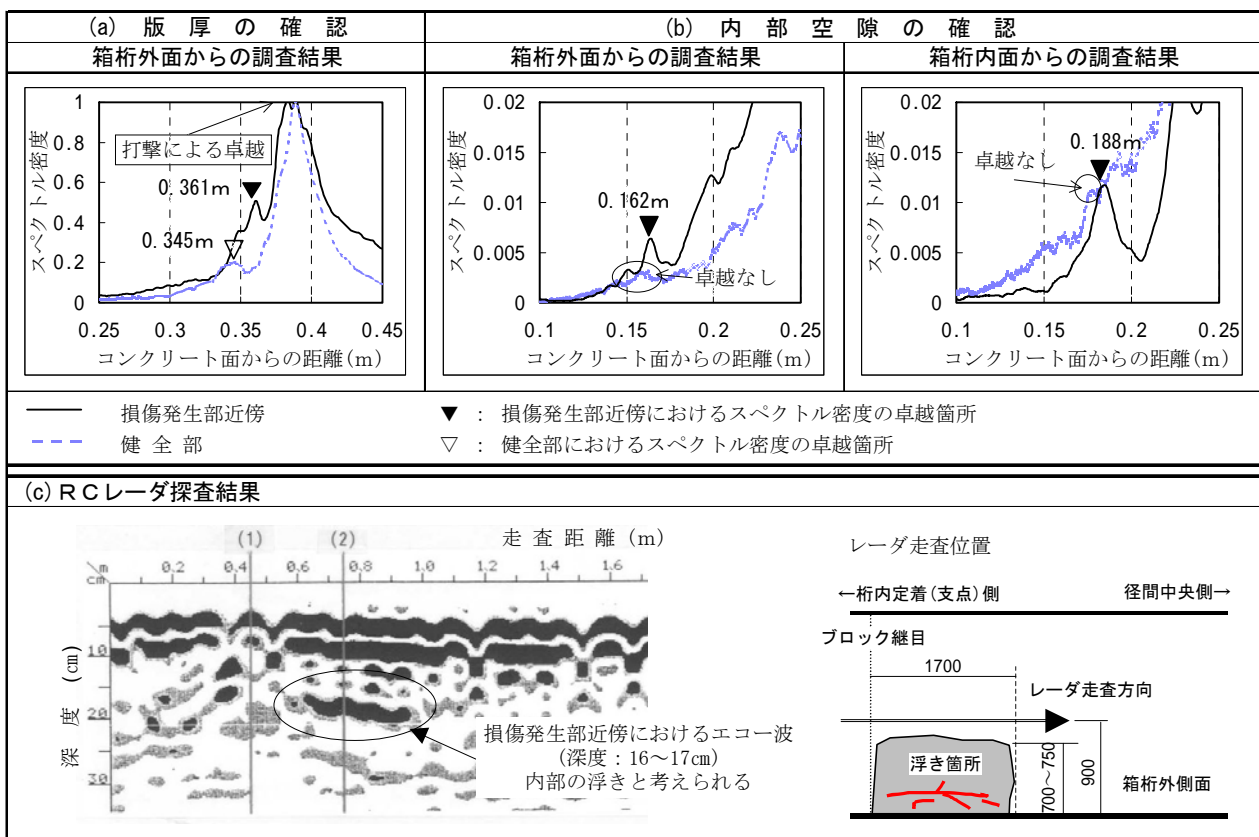


図 4-5 衝撃弾性波法による桁コンクリート内部の浮き範囲の確認

図4-5(a)は、損傷発生部近傍(詳細点検による浮き範囲の上方約20cm)と損傷発生部中心から橋軸方向に約2m離れた位置(以下、「健全部」)における箱桁外側面からの調査結果を示したものである。損傷発生部近傍および健全部とも、ウェブ厚(設計値35cm)を検知していることが確認できる。なお、損傷発生部近傍および健全部とも伝播速度を一定としているため、版厚として健全部の方が薄く評価している。これは、損傷発生部近傍では内部空隙の存在による弾性波の散乱の影響が現れ、見掛け上の伝播速度が遅くなっていることに起因しているものと考えられる。

図4-5(b)は、内部空隙を確認するために図4-5(a)の横軸の着目深度を変えて表示したものである。損傷発生部近傍における箱桁外側面からの測定結果では16cm程度の深さに、また箱桁内側面からの測定結果では約19cm程度の深さにそれぞれスペクトル密度の卓越が確認できる。一方、健全部においてはスペクトル密度の卓越は認められず、損傷部外側面および内側面からのスペクトル密度の卓越は、内部空隙を確実に検知していると考えられる。

(2) 損傷範囲の評価

平面的な損傷範囲の把握に関してはR Cレーダ探査法も併用した。CTM法により、内部空隙(ひび割れ損傷)範囲が一部桁下端より約100cmの高さとなることを確認した。この範囲についてR Cレーダ探査を実施したところ、図4-5(c)に示すように、CTM法と同じ損傷範囲における深度16～17cmの位置で空隙と判断できる範囲を確認することができた。この範囲は、詳細点検で浮きと判断できる異音が確認されなかった範囲も含まれている。

4.3.4 PC 鋼棒の健全性評価

(1) PC 鋼棒の健全性

損傷の発生原因と判断した鋼棒桁内定着部の鋼棒頭部をはつり出し、健全部である下り線側の同位置の鋼棒に着目し、桁内定着部の鋼棒頭部で実施したSIT法の測定結果を図4-6に示す。

損傷発生部と健全部との速度波形の比較から定着部における拘束状況の違いから緊張状況の差異を評価するとともに、カップラによる速度波形の変化からカップラまでのPC鋼棒の長さを確認し、カップラでの破断の有無を確認した。

図4-6において、健全部である下り線側ではカップラの断面増加による圧縮応力波(図中、上向きの反射波)が、鋼棒頭部からカップラまでの距離とほぼ一致する約6.3m(設計値6.5m)に現れており、12m近傍の距離で繰返していると判断できる。これ

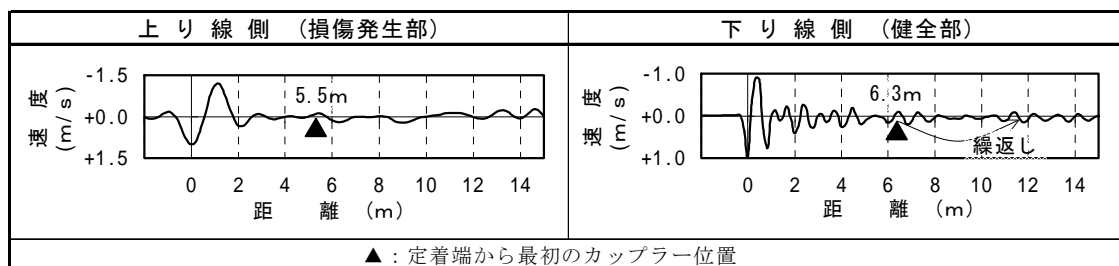


図 4-6 衝撃弾性波法による PC 鋼棒の破断確認(鋼棒頭部からの反射波)
 に対し、損傷発生部である上り線側では、鋼棒頭部からカップラまでの距離が約5.5mと設計値に対し小さい値となっているが、損傷発生部に位置する最初のカップラによる断面変化により反射していることから、鋼棒の破断は無いと判断できる。鋼棒頭部からカップラまでの距離が約5.5mと設計値より小さくなった要因としては、定着部の拘束状況の違いが大きく現れていることが考えられ、明瞭な反射波が得られていな

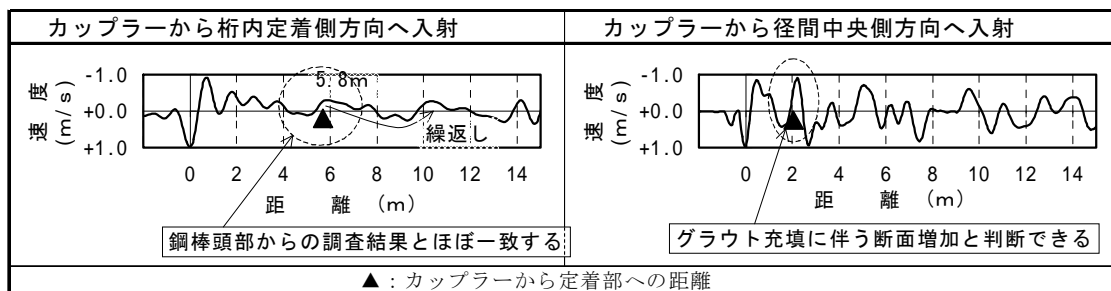


図 4-7 衝撃弾性波法による PC 鋼棒の破断確認(カップラを打撃)

いことや、速度波形の減衰が健全部と比較して早いことを考慮すると、損傷発生部の緊張力が健全部に比べ大きい可能性がある」と推察できる。

(2) グラウト充填状況の推定

損傷の発生原因と判断した上り線側鋼棒の浮き部分を除去した後、カップラ位置から弾性波を入力し、反射波形を測定した結果を図4-7に示す。

図4-6および図4-7に示した速度波形では、いずれも打撃による引張応力波のすぐ後に顕著な圧縮応力波が発生しているが、これは、定着部による断面増加に伴う圧縮応力波に起因し、さらに定着部の拘束による影響も寄与していると考えられ、この位置での鋼棒の異常な断面変化等を検知しているものではない。

図4-7より、桁内定着側方向へ弾性波を入射した場合、定着部からカップラまでの長さは約5.8mとなり、この長さは桁内定着部の鋼棒頭部から測定を行った結果(約5.5m)とほぼ一致し、鋼棒の破断は無いことがわかる。また、浮き部除去後の目視観察によりグラウト未充填が確認できた径間中央側方向への入射では、2.0m近傍で圧縮応力波が顕著に現れ、この距離以降、減衰を伴い繰返す傾向にある。これは、グラウト充填による断面増加に伴い圧縮応力波が現れたものと考えられ、カップラから2.0m以降はグラウトが充填されているものと推察できる。そこで、カップラシースを取り除き、グラウト充填状況を確認した位置から、細径の垂鉛ひき線材をシース内へ挿入したところ、この位置から2mの位置まで入ったことから、この範囲は空洞部と判断でき、カップラから径間中央側方向へ約2mの範囲までグラウトが未充填であるとの再確認を行った。

4.3.5 損傷発生要因の究明

非破壊検査の結果、図4-8に示す太線および図4-9に示す網掛部がコンクリートのはく離部を示し、損傷が外側表面から16cm、桁下端から100cm程度の範囲であることがわかった。そこで、表面コンクリート浮き部をPC鋼棒に十分注意しながら除去し、カップラシースを確認した。前述したように、このカップラシースからカップラが約3cmはみ出しており、このプレストレスによる鋼棒カップラの移動に伴う自由面への割裂がコンクリート表面の浮きおよびひび割れの損傷要因であると判断した。なお、このPC鋼棒に対して破断損傷の有無を弾性波試験により実施した結果、鋼棒の破断は無いことが確認でき、さらに、グラウト充填状況の確認を弾性波試験および細径の垂鉛

ひき線材を挿入した結果、径間中央側方向へ約2mの範囲でグラウトが未充填であることを確認した。

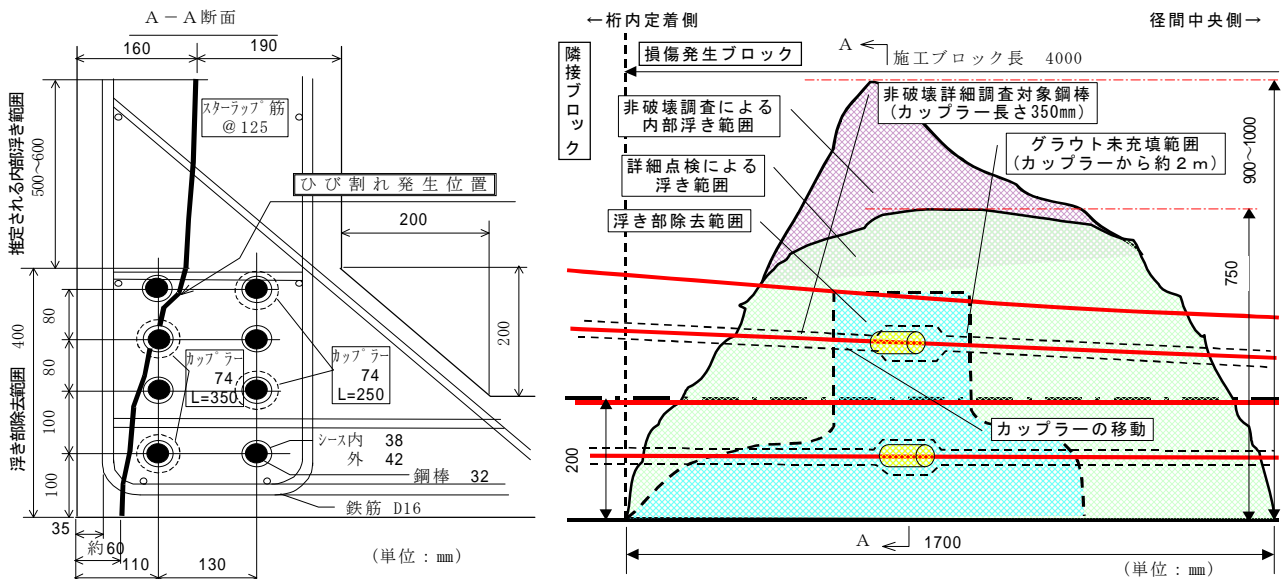


図 4-9 損傷発生箇所と PC 鋼棒の配置

図 4-8 損傷発生断面図の破断確認

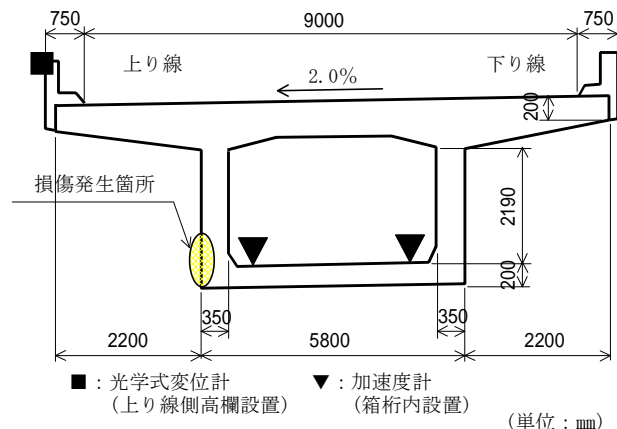


図 4-10 動的載荷試験の測点配置図

4.4 健全性評価

4.4.1 試験目的

損傷の発生に伴う断面力の低下ならびにPC鋼棒の変動に対する緊張力の低下が懸念されることから、橋梁としての健全性の評価を目的として試験車による動的載荷試験を実施した。なお計算に用いた定数は、実剛度等を用いた。

4.4.2 試験方法

(1) 試験方法

載荷試験は、既知重量の散水車2台を試験車として用い、交通規制により調査対象橋梁上に一般車交通のない状態で試験車を連行走行させた。調査対象径間は、図4-1

に示したように、変状発生径間の影響を受けず、ほぼ同様の径間長を有する反対側から2連目を健全径間とし、動的たわみ性状および振動性状について各々損傷発生径間と健全径間との比較ならびに理論計算結果との比較により、現状の損傷状態における橋梁の健全性の評価を行った。

(2) 測点配置

動的たわみ測定は、非接触タイプの光学式変位計を用い、測点となるターゲットを調査対象径間中央部の上り線側高欄に設置した。また、振動性状についてはサーボ型加速度計を使用し、損傷発生部を基準とした調査対象径間の径間中央箱桁内部の両端部(上・下線側)に設置した(図4-10)。光学式変位計およびサーボ型加速度計の規格・仕様を表4-3に示す。

(3) 試験車の概要

試験車として用いた散水車の重量は、表4-4に示すとおりで、2台の総重量は約465.8kNである。また試験車連行走行速度は、60km/hと低速走行(徐行：20km/h程度)とし、各走行ケースの車間距離は、共振車頭間隔を考慮して約12mと約9mで実施した。

表 4-4 試験車の重量

	前軸重量	後軸重量	総重量
1号車	57.8 kN	168.6 kN	226.5 kN
2号車	59.8 kN	179.4 kN	239.2 kN
計			465.8 kN

4.4.3 試験結果

(1) 動的たわみ性状

動的たわみの評価は、衝撃の少ない静的な載荷状態に近い20km/h走行時のデータを用いた。この場合、表4-5に示すとおり約465.8kN載荷時のたわみ量が損傷発生径間で約2.1mm、健全径間で約2.0mmとなった。この測定値は、3次元線形要素モデルによる解析において、現橋における支承の移動状態よりP5支点部を可動から固定にした場合の計算値(2.3mmおよび2.0mm)とほぼ一致する。

さらに、損傷発生径間と健全径間の動的たわみ性状に顕著な差異が認められないことから、構造物の挙動として健全であると評価できる。

(2) 振動性状

振動性状については衝撃が大きい60km/h走行時で評価を行った。この場合、卓越する振動数は表4-5に示すように損傷発生径間および健全径間とも2.9Hz付近となり、同一径間の上下線間(左右)での位相差が0°であったことから曲げ一次振動と考えられる。P5支点部を現橋の可動から固定にした条件における3次元線形要素モデルによる固有値解

表 4-5 動的載荷試験の結果

動的たわみ性状			健全径間	損傷発生径間	
20km/h 走行	上り線側	上り線走行	2.0 mm	2.1 mm	
	測点	下り線走行	1.0 mm	1.5 mm	
計算値			465.8kN載荷時	2.0 mm	2.3 mm
振動性状（卓越周波数）			健全径間	損傷発生径間	
60km/h 走行	上り側測点	上り線走行	2.9 Hz	2.9 Hz	
	下り側測点		2.9 Hz	2.9 Hz	
固有値解析結果(曲げ一次振動)			2.93 Hz	2.93 Hz	

析結果からは、曲げ一次振動として2.93Hzが得られており、測定値と理論値が同じ周波数帯となる。また、損傷発生径間における振動性状は、図4-11に示すように健全径間との比較において、応答波形や周波数スペクトルともに特異差はなく、損傷発生に伴う変化はみられない。なお、健全径間で卓越する3.4Hzや損傷発生径間で卓越する2.5Hzは、相互径間で卓越がみられず、固有値解析結果から各径間においてその周波数帯の卓越が確認できていることから、支持条件の違いによる各径間固有の振動数と考えられ、さらに、隣接径間の影響や試験車両のバネ振動等の影響が現れているものと考えられる。

当該橋梁で優勢に卓越する周波数は上述のとおりであるが、ねじれ振動となる振動数は6.7Hzで確認できる。しかし、その卓越エネルギーは曲げ一次振動に比べ非常に小さく、曲げ振動に着目した耐荷力評価を行うこととした。

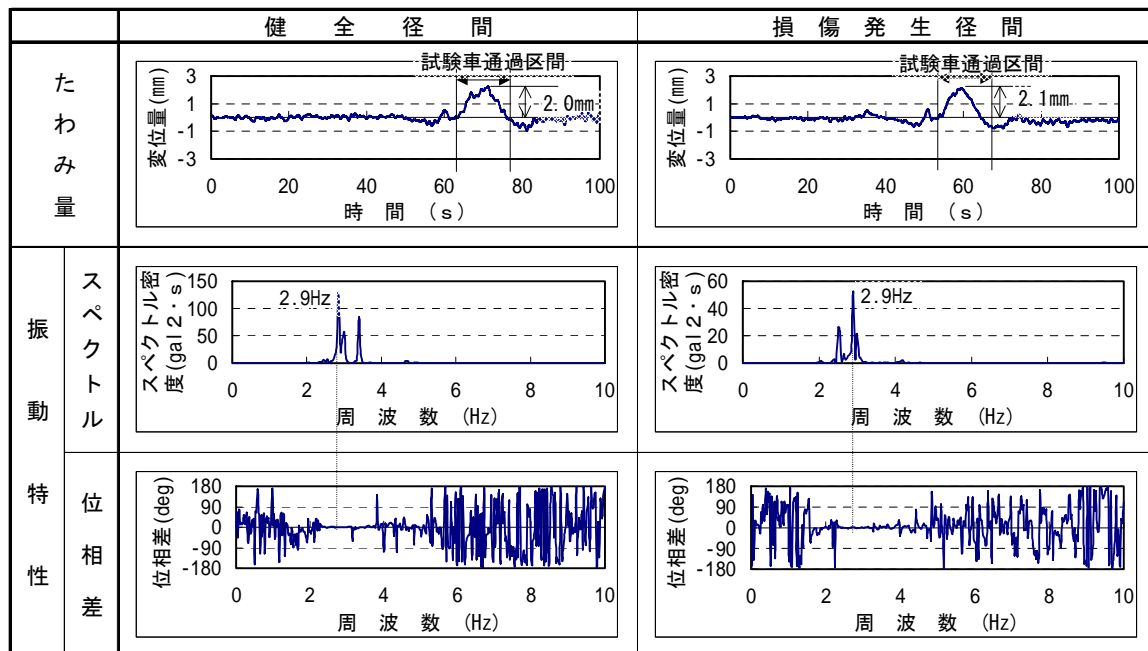


図 4-11 動的載荷試験の結果

4.5 3次元線形要素モデルによる理論解析

4.5.1 損傷断面における鋼棒の評価

損傷断面におけるPC鋼棒の評価は、非破壊検査による詳細調査結果から得られた損傷範囲を断面欠損とした場合と、この断面欠損に加えて損傷発生部のPC鋼棒1本分の緊張力を無効とした場合とについて応力照査を行った。なお、検討断面は設計計算の場合と同様に損傷発生箇所のブロック継目部とし、PC鋼棒1本分の緊張力を無効とした場合については、その鋼材の配置を考慮した断面諸定数としている。

応力照査は曲げに着目して照査を行った結果、表4-6に示すとおり断面欠損のみの場合、設計荷重時および温度荷重時は許容値を満足する結果となる。しかし、断面欠損に加えPC鋼棒の緊張力1本を無効にした場合、温度荷重時において下縁での曲げ応力度が

表4-6 断面欠損および鋼棒1本無効とした場合の応力照査結果

検 討 条 件		設計計算書		断面欠損考慮		断面欠損考慮 + P C 鋼棒 1 本無効	
有 効 P C 鋼 棒		2 0 本		2 0 本		1 9 本	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
断 面 積 (m ²)		6.1995		6.0395			
断面2次モーメント (m ⁴)		5.6424		5.4096			
図 心 位 置 (m)		0.9079		0.8768			
断 面 係 数 (m ³)	桁上縁	6.2148		6.1698			
	桁下縁	-3.4081		-3.2071			
全死荷重時応力度 (N/mm ²)		1.42	1.90	1.43	1.77	1.45	1.49
設計荷重時応力度 (N/mm ²)	(max)	2.74	-0.49	2.75	-0.78	2.78	-1.05
	(min)	0.77	3.07	0.78	3.00	0.80	2.74
温度荷重時応力度 (N/mm ²)	(max)	3.72	-1.64	3.72	-1.96	3.75	-2.24
	(min)	1.77	1.93	1.76	1.82	1.78	1.55

※ 1. 温度荷重時の組合せ：設計荷重＋温度差＋温度変化(+10℃)

※ 2. 許容値 全死荷重時： 0.00 ≤ c ≤ 13.73 N/mm²
 (許容範囲) 設計荷重時： -1.47 ≤ c ≤ 13.73 N/mm²
 温度荷重時： -1.96 ≤ c ≤ 15.79 N/mm²

※ 3. 断面欠損範囲 幅1700mm × 高さ1000mm × 深さ160mm (箱桁外面)

-2.24N/mm² となり、許容値 (-1.96N/mm² c)に対して約 14% 越える結果となった。

ただし、非破壊検査による詳細調査結果からはP C 鋼棒の破断損傷は生じていないことが確認できており、断面欠損のみとして計算した場合が現橋断面力に近似していることから、現橋の応力度は許容値を満足する状態であると評価できる。

4.5.2 動的載荷試験によるたわみ量評価

たわみ量の理論計算値を算出するに当たり、設計計算データを用いた3次元線形要素モデルを作成した。なお、モデルの断面諸定数等については、設計計算書を基に、図4-12(a)に示す節点・部材に実断面積や断面

2次モーメント等の諸定数を与え、支持条件は現橋と同一とするほかに、P5支点部の可動沓(図4-1)において、現橋の移動状態から支点変位が発生しない固定支持とした

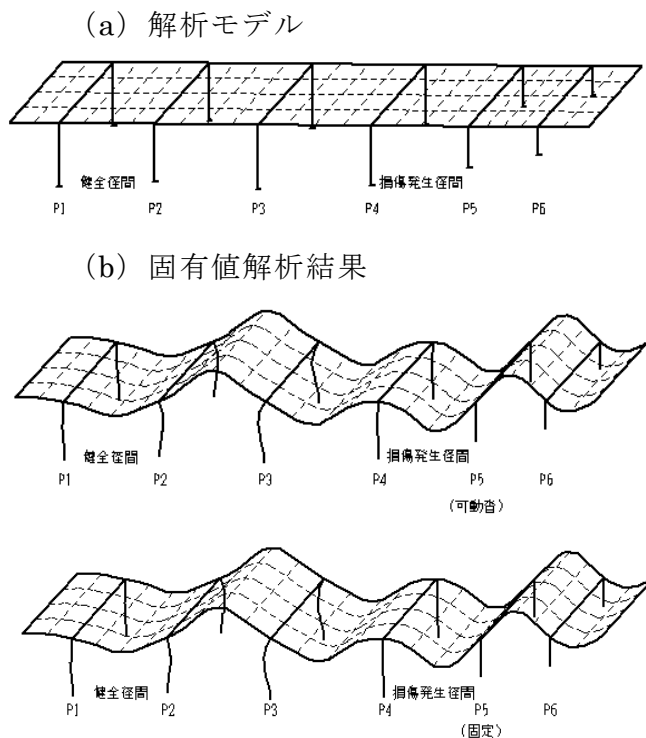


図 4-12 固有値解析の結果

支持条件変更モデルについても検討した。

これらのモデルに対し、試験車載荷試験対象径間とした径間中央に車間距離を考慮した総重量465.8kNの2点集中荷重を載荷させた際のたわみ量を求め、これを計算値とし、実測値との比較を行った。

表4-7は、3次元線形要素モデルにおける変位量計算結果と実測値を比較したものである。現橋モデルでは損傷発生径間で3.2mm、健全径間で2.2mmとなる。また、現橋における支承の移動状態より検討することとしたP5支点部を固定とする支持条件変更モデルでは、損傷発生径間で2.3mm、健全径間で2.0mmとなり、実測値と差異のない結果が得られた。以上のことより、損傷の発生を考慮していない設計モデルとほぼ同等の結果が得られた実橋においては許容限界に対して十分に余裕があるものと推察できる。

表 4-7 変位量理論計算値との比較

	健 全 径 間	損傷発生径間
現 橋 モ デ ル	2. 2mm	3. 2mm
支持条件変更モデル	2. 0mm	2. 3mm
実 測 値	2. 0mm	2. 1mm

※「支持条件変更モデル」は、P5支点部における支持条件を現橋の可動査から固定に変更したモデルである。

4.5.3 試験車載荷による固有値評価

固有値解析は、変位量評価の場合と同一の3次元線形要素モデルを用いて行った。なお、固有値解析においても、P5支点部を固定としたモデルについての解析を併せて行った。

解析の結果、現橋モデルでは2.64Hz、P5支点部を固定としたモデルでは2.93Hzとなる曲げ一次振動が得られ、そのモードは図4-12(b)に示すとおりとなる。

固有値解析結果において、試験車載荷試験で得られた曲げ一次振動である2.9Hz付近の周波数帯と等しくなるモデルは、P5支点の支持条件を現橋における移動状態から固定とした場合であった。前述のたわみ量についても同一モデルで算定した理論計算値が実測値と差異がなく、健全モデルである設計モデルに対して損傷を有する実橋は、曲げの振動性状において十分に余裕があるものと考えられる。

4.6 損傷発生要因ならびに健全性評価

本調査から得られた、損傷発生原因ならびに橋梁の状況を以下に考察する。

- (1) 当該橋梁において発生したひび割れおよび浮きの損傷要因は、P C 鋼棒緊張時に鋼棒のカップラが想定位置より大きく移動し、カップラがコンクリートに食い込む状態で割裂応力が作用し、くさび効果によりかぶりの薄い外側面(自由面)に発生したものと考えられる。
- (2) 撃弾性波法およびR C レーダ探査法を用いることにより、詳細点検による異音範囲だけでは明確にできなかった範囲まで内部空隙(ひび割れ損傷)を確認した。その発生範囲は下フランジ下端から約100cm上方にまで及んでおり、損傷深さは約16cmに達しているが、周辺の衝撃弾性波法による調査結果から、局部的であると判断

できた。

- (3) 撃弾性波法を用いたP C鋼棒の健全度評価からは、損傷の発生原因と判断した鋼棒の損傷および破断は無いことが確認できた。
- (4) ひび割れおよび浮きの発生に伴う断面欠損に加え、この損傷発生部におけるP C鋼棒の緊張力の当該断面への入力不足を考慮した状態での応力照査からは、温度荷重時の応力度が許容値を越える結果となった。しかし、鋼棒頭部から衝撃弾性波を入力した応答調査の結果、P C鋼棒の破断は無いことが確認できており、損傷の発生に伴う断面欠損のみの応力照査では、設計荷重時および温度荷重時の応力度は許容値を満足する結果となった。
- (5) 試験車載荷試験による動的たわみ性状および振動性状から、当該橋梁において優勢に卓越する曲げ一次振動に着目した場合、損傷発生径間を含む橋梁全体の健全性を評価した結果、橋梁全体の構造は固有値解析等から曲げ振動性状に対して健全であると判断でき、損傷発生に伴う全体構造への影響はないことが確認できた。
- (6) 3次元線形要素モデルを用いたたわみ理論値および固有値解析結果から、実測値は現橋における支承の移動状態より検討することとしたP 5支点部を固定とした場合と合致し、健全モデルである設計モデルと損傷を有する実橋での測定結果に差異がないことから、当該橋梁は許容限界に対して十分に余裕があるものと判断できる。

以上のことから、橋梁としての耐荷力は健全であると評価でき、補強対策は必要でなく、以下に挙げる補修による対応を実施した。

ひび割れ(破断面)へのエポキシ樹脂注入

シースの腐食欠損箇所へのシール処理

グラウト未充填箇所への再注入

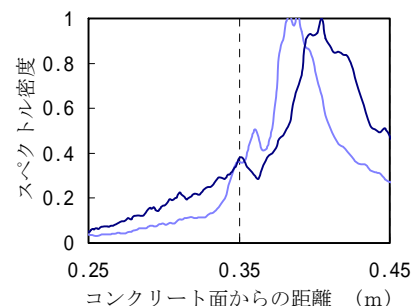
アラミド/ナイロン複合繊維シートによる表面保護

なお、シュミットハンマ法により損傷発生部における推定圧縮強度を算定した結果、健全部と比較して圧縮強度の低いことが確認されたことから、健全な周辺コンクリートとの一体化を考慮し、ひび割れ(破断面)へのエポキシ樹脂注入を実施することとし、可動ひび割れへ適用可能な低粘性のものを採用した。また、シートによる表面保護範囲は、損傷域+40cmとし、一層の施工とした。

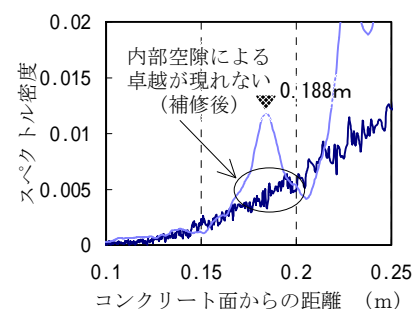
補修効果を確認するために、損傷部をCTM法にて調査することとした。

図4-13(a)(b)は、破断面へのエポキシ樹脂注入前

(a)補修前後における版厚の確認



(b)内部空隙発生部の比較



— 補修前 — 補修後

図 4-13 衝撃弾性波法による
補修前後の比較

後についてCTM法を箱桁内部から実施した結果を示したものである。

図4-13(a)では補修前後とも版厚である35cmを検知しており、図4-13(b)では、損傷発生時に19cm付近で確認できた反射波が補修後の樹脂注入に伴い不明瞭となっていることが明らかである。

4.7 まとめ

本研究において明らかとなった事項を以下に示す。

- (1) コンクリート構造物の層状はく離は、レーダ探査法により検知可能であるが、狹隘場所での衝撃弾性波法は簡易手法ながら同等の評価を得ることができた。さらに、調査の結果、詳細点検による異音範囲の確認では不明であった内部空隙を明らかにすることができた。
- (2) PC鋼棒の橋軸方向の破損等に関する健全度評価は、衝撃弾性波法により評価できる。調査の結果、損傷の発生原因がカップラの移動による割裂応力の作用であることが確認できた。なお衝撃弾性波試験からは鋼棒の破断は確認されなかった。
- (3) PC鋼棒のグラウト充填度に関する評価は、衝撃弾性波法により評価できる。
- (4) 従来から用いられている手法ではあるが、載荷試験による応力評価法は、健全度評価手法として有効である。調査の結果、試験車載荷試験結果ならびに理論解析結果からも橋梁は健全であることが確認できた。

これらの調査結果が、当該橋梁の損傷に対する補修・補強方法の検討資料として重要な役割を果たすこととなった。

今回の一連の調査・試験により、コンクリート外側面に発生したひび割れ損傷等の内部状況を非破壊検査法を用いて確認することが可能であることを明らかにした。

[第4章の参考文献]

- 1) 今田和夫, 坂巻広治, 仲田慶正: 非破壊による床版損傷調査手法について, 土木学会第51回年次学術講演会, V-580, pp1158-1159, 1996.
- 2) 樺山好幸, 熊野賢二, 宮川豊章, 野村勝義, 今田和夫: 反射波法を用いた非破壊試験のコンクリート構造物空隙調査への適用性に関する研究, 土木学会論文集, No.665/ -49, pp.31-44, 2000.12
- 3) 塚田幸広, 市村靖光: インテグリティ試験による場所打ち杭の品質管理法, 土木学会論文集, No.603/ -44, pp.139-146, 1998.
- 4) 松井 保, 南莊淳, 安田扶律, 仲田慶正, 今田和夫: 非破壊試験による基礎杭損傷調査における解析手法の開発と適用性に関する研究, 土木学会論文集, No.596/ -43, pp.261-270, 1998.
- 5) 魚本健人: 「非破壊検査」ではかる コンクリート構造物への応用, 土木学会誌, Vol.85, pp81-84, 2000.1
- 6) 樺山好幸, 江口洋一, 菊池秀二, 長橋弘和: *PC構造物の補修・補強技術* 高速道路におけるゲルバー橋の架替え計画 - 名神高速道路 石山高架橋 -, プレストレストコンクリート, vol.37, no.6, pp59-66, 1995.11

第5章 コンクリート構造物へのウォータージェット工法の適用性評価

5.1 まえがき

日本では、現在、少子・高齢化社会を迎え、経済成長期にストックされた基盤施設（infrastructure）の良好な維持管理と新たな建設に対するコスト・セービングが、社会的な使命となってきている。現在、ストックされている社会資本の中で、コンクリート構造物は主要な要素として膨大なストック量となり、国民生活において欠くことの出来ない存在となっている。しかしながら、地球環境の改善が叫ばれているように、コンクリート構造物も排気ガスなどに含まれる NO_x 、 CO_2 等により変状が発生している。



図 5-1 変状の例（はく離，浮き）

さらにコンクリート構造物の変状の要因としては、除塩不足の海砂の使用、飛来塩分・凍結防止剤による塩害、車両の重量化等に伴う疲労等が挙げられる（図 5-1）。コンクリート構造物の変状に対する対策として、脆弱化したコンクリートや塩化物イオン等、劣化因子を含んだコンクリートの除去（以下、「はつり処理」）が必要である。

また、耐震補強や改築・拡張等では、既設コンクリートに新たなコンクリートを打継ぎ、新旧コンクリートを一体化するケースも増加しており、確実な打継ぎ面の処理（以下、「表面はつり処理」）が必要とされている。

しかし、これら新旧コンクリートの一体化処理に関する基準は、未整備であり、現場では経験的あるいは試行錯誤により実施しているのが実状である。また、処理が不適切な場合、構造物の耐久性能や耐荷力の低下を生じ、早期の再補修を強いられる事態も想定される。

このため、より効果的・効率的な維持管理が求められ、補修・補強技術の確立が急務となっている。なお、ここで取り扱うウォータージェット工法（以下、「WJ 工法」）は、「水圧、水量等のコントロールが可能なウォータージェットを使用し、コンクリートに対して各種の処理をする工法」と定義する。

本章は、既設コンクリートに対して行う「表面はつり処理」と「はつり処理」について、実物の構造物を模した供試体を用い評価試験を行うことにより、新旧コンクリートの一体化に適した処理方法の研究成果をまとめたものである。

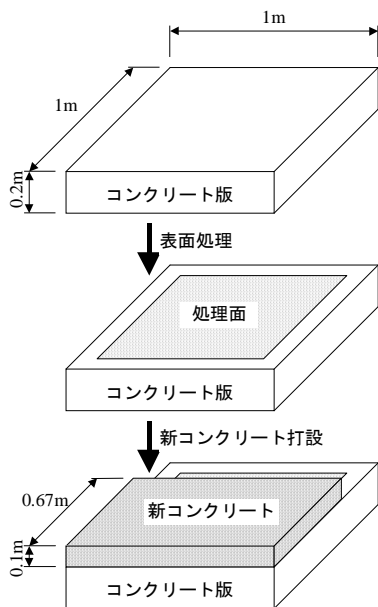


図 5-2 試験の流れ

表 5-1 表面はつり処理の工種

表面処理の種別	試験体記号	表面は っ り 処 理 条 件									
人力施工	A	ディスクサンダ（電動式）（サンドペーパー#70）									
	B	ピックハンマ（電動式）									
	C	ハンドブレーカ（圧搾空気）									
ブラスト工法	D1	スチールショットブラスト （鋼球：径 1.4mm）				投射密度	50 kg/m ²				
	D2						150 kg/m ²				
	D3						250 kg/m ²				
	E1	サンドブラスト （砂：3号けい砂）				投射密度	10 kg/m ²				
	E2						20 kg/m ²				
	E3						30 kg/m ²				
	F	ドライブラスト（ドライアイス）				投射密度	4 kg/m ²				
WJ 工法 ³⁾	G1	円形揺動ノズル		水圧 (MPa)	50	流量 (l/min)	3.0	処理回数/1m ²	3	エネルギー密度 (kJ/h/m ²)	3.13
	G2				100		4.2		2		3.07
	G3				150		5.2		1		3.01
	H1	扇形ノズル			100		6.7		1		2.66
	H2				150		8.3		1		2.68
	I1				50		6.8		6		1.53
	I2	1本ノズル	100		9.6		1		0.76		
	I3		100		9.6		2		1.52		
	I4		100		9.6		4		3.05		
	I5		150		11.8		1		1.49		
	I6		200		13.6		1		1.51		
	J1		4本ノズル		70		77.0				
	J2				2本ノズル		66		22.0		1
	無処理		K		表面は っ り 処 理 を 行 な わ ず に 新 コ ン ク リ ー ト を 打 設						

5.2 表面はつり処理技術

5.2.1 試験概要と目的

コンクリート構造物における表面はつり処理技術の評価を行うため、人力施工（ディスクサンダ等）、ブラスト工法、WJ 工法を用いて、表 5-1 に示す各種の処理面の形状と付着強度に関する検討を実施した¹⁾²⁾。

試験の流れを図 5-2 に、WJ 工法の概念図を図 5-3 に示す。

道路橋床版を模したコンクリート版を作製し、約 3 ヶ月後に各種の表面はつり処理を施し、その形状について観察と計測を行う。その後、処理面に新コンクリート（厚さ 10cm）を打継ぎ付着強度を測定することで評価を行うこととした。打継いだコンクリートの配合を、表 5-2 に示す。なお、新コンクリートの品質の変動による試験結果への影響を避ける目的で、打設面は十分に清掃してから表乾状態で打設した。また、新コンクリートは十分に締め固めを行い、表面は打ち放しにしている。

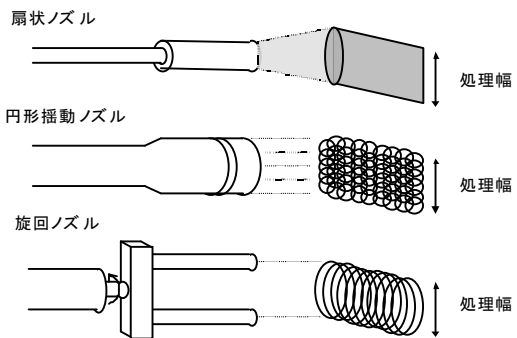


図 5-3 WJ 工法概念図

表 5-2 コンクリート配合表

	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	粗骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					引張試験時の圧縮強度 (N/mm ²)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材料 AE 減水剤	
コンクリート版	20	12	4.0	44.0	40.7	162	369 (早強)	706	1084	0.738	44.6 ^{材料 197 日}
新コンクリート	25	12	4.5	35.0	41.0	169	483 (早強)	684	993	1.932	39.5 ^{材料 35 日}

5.2.2 試験項目

(1) 表面はつり処理形状の外観調査・計測

① 外観調査

表面はつり処理を施した面について外観調査を実施し、併せて写真撮影を行った。

② レーザー変位計を用いた計測

処理後の表面形状を定量的に把握するため、レーザー変位計を用いた測定を行った。測定は、レーザー変位計を用いて 0.1mm 間隔でコンクリート版の処理面の高さを測定した。なお、測定は一試験体あたり縦、横方向各一測線、計二測線を設け実施した。

i) 面積増加率：S

処理後の表面形状に凹凸が著しい場合は、コンクリート表面に設けた測線上の距離が長くなる。

ここでは、式(5.1)、(5.2)より、この距離を求め、この積を処理面の表面積 \tilde{A} として仮定した(図 5-4)。

$$\tilde{L}_x = \sum_{i=1}^n \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta z_i^2} \quad \text{式(5.1)}$$

ただし、 Δx_i ：測定間隔、 Δz_i ：高さの差(測線はx方向)

$$\tilde{L}_y = \sum_{i=1}^n \sqrt{\Delta y_i^2 + \Delta z_i^2} \quad \text{式(5.2)}$$

ただし、 Δy_i ：測定間隔、 Δz_i ：高さの差(測線はy方向)

$$\tilde{A} = \tilde{L}_x \times \tilde{L}_y \quad \text{式(5.3)}$$

\tilde{L}_x ：x方向の表面処理後の累計距離平均値

\tilde{L}_y ：y方向の表面処理後の累計距離平均値

同様に処理前の表面積 \tilde{a} を仮定する。

$$\tilde{a} = \tilde{l}_x \times \tilde{l}_y \quad \text{式(5.4)}$$

\tilde{l}_x ：x方向の表面処理前の累計距離平均値

\tilde{l}_y ：y方向の表面処理前の累計距離平均値

表面処理後における面積の変化を面積増加率Sとして次式で表す。

$$S = \tilde{A} \div \tilde{a} \quad \text{式(5.5)}$$

ii) 処理深さ： \overline{H} (処理面の平均深さ)

処理深さは、非処理面を基準として処理後の平均深さ $\overline{h_2}$ から、処理前の平均深さ $\overline{h_1}$ を差し引いた値と定義する。

$$\overline{H} = \overline{h_2} - \overline{h_1} \quad \text{式(5.6)}$$

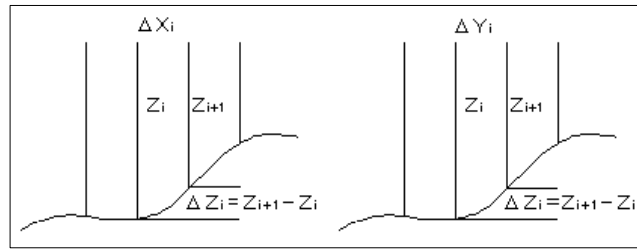


図 5-4 測線の累計距離算出方法

(2) 付着力の測定

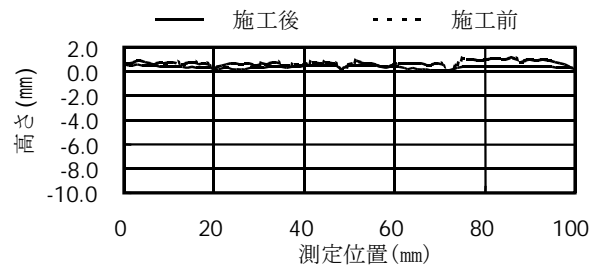
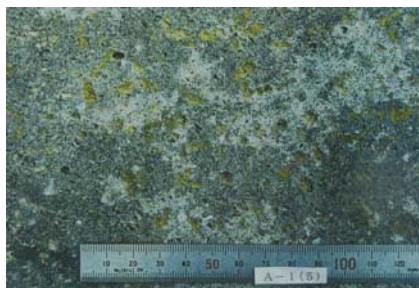
試験体から、コンクリート版と新コンクリートを含むようにコアボーリング機によりコア（100mm，L=200mm）を採取し、コア端部の整形、治具の取付けを行った後に30tf 万能試験機により直接引張試験を行った。

5.2.3 試験結果と考察

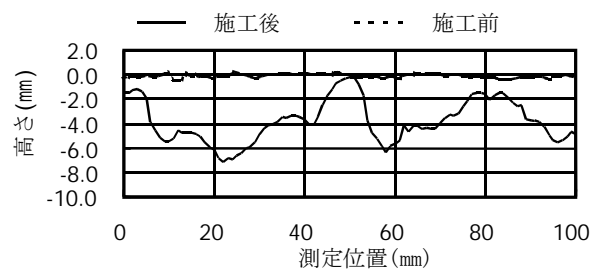
(1) 外観調査

処理後の写真と計測データを、図 5-5(a)～(h)に示す。

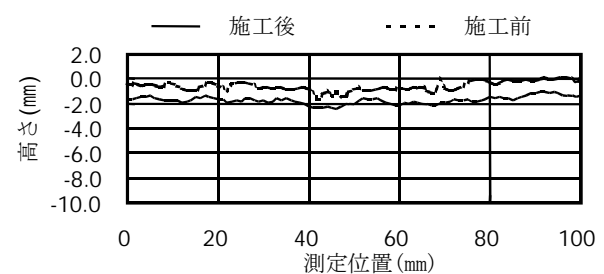
(a) A 人力施工：ディスクサンダ



(b) C 人力施工：ハンドブレーカ

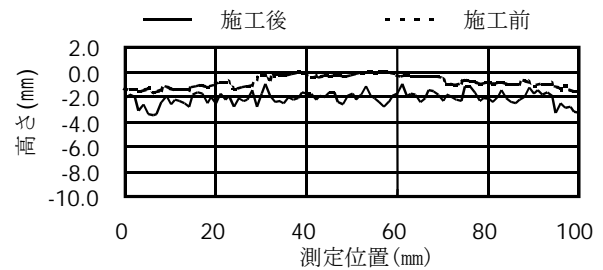
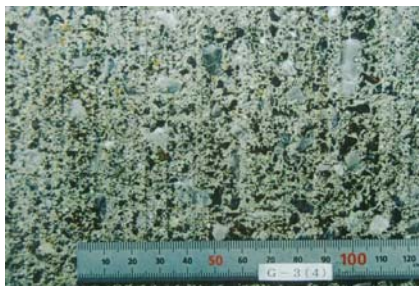


(c) D2 ブラスト工法：スチールショットブラスト 投射密度：150 kg/m²



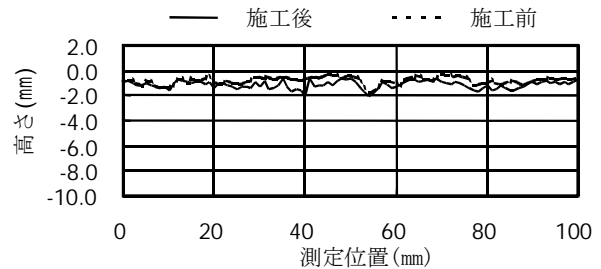
(d) **G3** W J 工法：円形揺動ノズル

水圧：150 MPa；流量：5.21/min.；エネルギー密度：3.01 kWh/m²



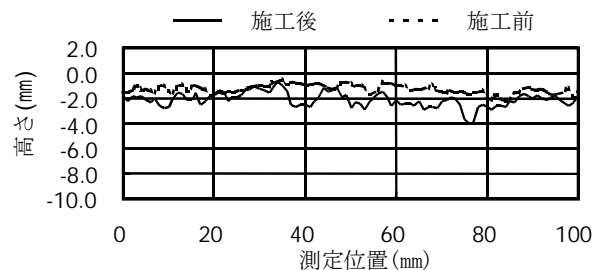
(e) **H1** W J 工法：扇形ノズル

水圧：100 MPa；流量：6.71/min.；エネルギー密度：2.66 kWh/m²



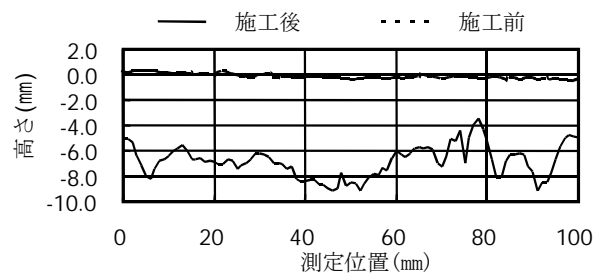
(f) **I2** W J 工法：旋回ノズル

水圧：100 MPa；流量：9.61/min.；エネルギー密度：0.76 kWh/m²



(g) **I6** W J 工法：旋回ノズル

水圧：200 MPa；流量：13.61/min.；エネルギー密度：1.51 kWh/m²



(h) **J2** WJ工法：旋回ノズル

水圧：66 MPa；流量：22.01/min.；エネルギー密度：2.20 kWh/m²

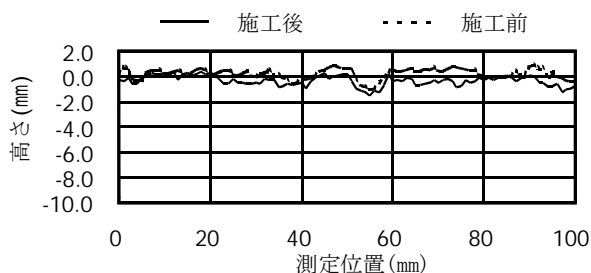
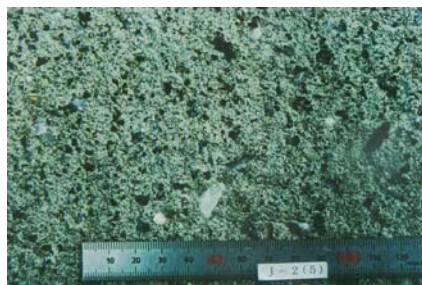


図 5-5 表面はつり処理後の外観と形状

① 人力施工

ディスクサンダの場合、処理前より処理後の方が表面が滑らかに仕上がった。これは、試験体表面の凹部分にサンダが当たらず、凸部を研磨したことにより、処理深さも浅く、レイタンス層の除去が十分にできていないためと考えられる。一方、ピックハンマとハンドブレードで処理したものは、表面の凹凸が大きく不規則であり、骨材も破砕されていた。特に、ハンドブレードの方が、より表面の凹凸と処理深さが大きく、一部では目視によってもひび割れの発生が確認された。

② ブラスト工法

ドライブラストを除けば、処理面には粗骨材が点在して現れており、セメントペーストと共に骨材表面が研掃されていた。このため表面の凹凸は小さく、滑らかであった。

WJ 工法

水を噴射するノズルの形式、水圧、パス回数によって、表面の凹凸に差が見られた。凹凸が小さい場合は、噴流が骨材周囲のセメントペースト分のみを除去し、凹凸が大きい場合は、噴流がセメントペーストと共に細骨材も除去していた。

(2) 表面形状

各表面はつり処理における面積増加率(S)を図 5-6 に、処理深さ(\bar{H})を図 5-7 に示す。

① 人力施工

ディスクサンダ (A) は、面積増加率が 1 を下回り、処理深さは 0.3mm 程度となった。一方、表面の凹凸が顕著に現れたハンドブレード (C) は、処理後の面積が二割以上増加し、処理深さは 5mm を上回った。

② ブラスト工法

スチールショットブラストは、投射密度を変化させた。ショット材の投射・噴射密度と表面形状の関係を図 5-8 示す。

投射密度 W_d は、式(5.7)で示されるが、こ

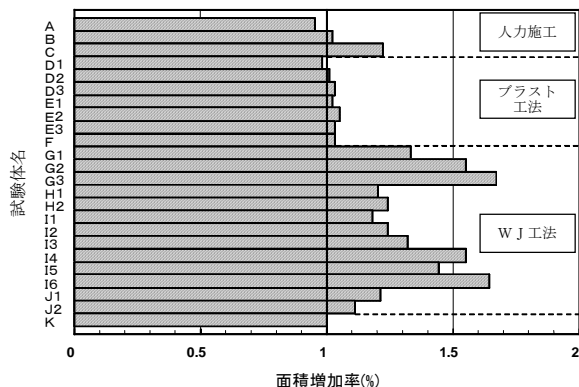


図 5-6 各種表面はつり処理と面積増加率

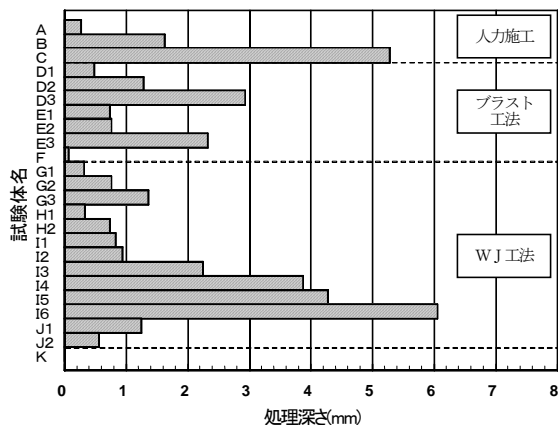


図 5-7 各種表面はつり処理と処理深さ

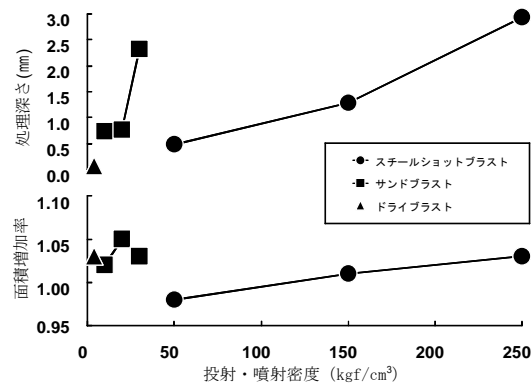


図 5-8 ショット材の投射・噴射密度と表面形状

でいうショット材の投射量 W_s ，投射幅 W は研掃機毎に固有であるため、施工速度 V を変化させ投射密度 W_d を管理した。一般的な施工速度と投射密度の関係を図 5-9 に示す。

$$W_d = \frac{W_s}{W \times V} \quad \text{式(5.7)}$$

サンドブラストとドライブラストは、作業員がハンドガンを用いて噴射密度を変化させた。噴射密度 w_d は式(5.8)で示される。

今回の試験では、ショット材の噴射量 w_s 、

施工面積 s が決まっているため、処理時間 t を変化させて噴射密度 w_d を管理した。

$$w_d = \frac{w_s}{s \times t} \quad \text{式(5.8)}$$

図 5-8 より、面積増加率についてはショット材の投射・噴射密度の影響は小さく、処理後の値はいずれもほぼ 1 に等しい結果となった。一方、処理深さは、0.06～2.93mm と分布し、ショット材の投射・噴射密度が大きくなるほど増加することが分かった。

③ WJ 工法

WJ 工法における表面形状とエネルギー密度、水圧の関係を、図 5-10、5-12 に示す。なお、ここでいうエネルギー密度とは、式(5.9)で表され、水圧、流量、ノズルの移動速度、パス回数によって求められる。

エネルギー密度 (kwh/m²) = 水動力 / 処理能力

水動力 (kw) = $P \times Q / 612$

P : 水圧 (kgf/cm²)

Q : 流量 (l/min)

処理能力 (m²/h) = (移動速度 × はく離幅) / パス回数 式(5.9)

WJ の場合、面積増加率は 1.11～1.67, 処理深さは 0.31～6.05mm と広く分布し、ノズルの形式、水圧、流量、ノズルの移動速度、パス回数の影響を受けている。

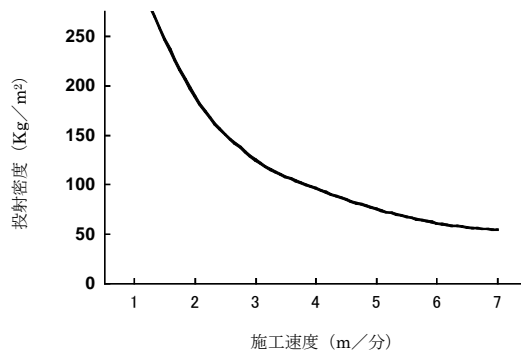


図 5-9 施工速度と投射密度

図 5-10 は、エネルギー密度と表面処理形状の関係を示したものである。
これより、処理後の表面形状はエネルギー密度の大小に直接影響されていない。
ところで、式(5.9) は次のように示される。

$$\begin{aligned} & \text{エネルギー密度 (kWh/m}^2\text{)} \\ &= \text{水動力} / \{ (\text{移動速度} \times \text{はく離幅}) / \text{パス回数} \} \\ &= (\text{水動力} \times \text{パス回数}) / (\text{移動速度} \times \text{はく離幅}) \quad \text{—— 式(5.10)} \end{aligned}$$

回転ノズルの処理条件では同一のW Jを用いたので、このノズルを用いた場合の「移動速度×はく離幅」は同じ値となり、エネルギー密度の大きさは水動力とパス回数に支配される。

そこで、回転ノズル形式でエネルギー密度が 1.5kWh/m² にほぼ等しくなる 4 条件について、面積増加率と処理深さを、表 5-3 にまとめた。

I 1 は、水動力が最小でパス回数は最大の 6 回、I 6 は、水動力が最大でパス回数は最小の 1 回である。この表より、水動力が小さすぎると十分にコンクリート面を研掃することができず、パス回数を増やしても面積増加率と処理深さは小さい。一方、コンクリート面を十分に研掃できる以上の水動力があれば、パス回数が 1 回であっても面積率と処理深さは大きくなることが分かる。

図 5-11 は、エネルギー密度が等しい条件について、図 5-12 は、パス回数が 1 回の条件について水圧と表面形状の関係を示したものである。これらについても、水圧が大きいほど水動力も増加することから、面積増加率、処理深さ共に大きくなっている。

表 5-4 は、同ノズル形式で水圧、流量共に等しい、つまり水動力が等しい条件について、パス回数の影響をまとめたものである。これより、パス回数が増えると、面積増加率、処理深さ共に大きくなっており、処理深さの方がより顕著に増加した。

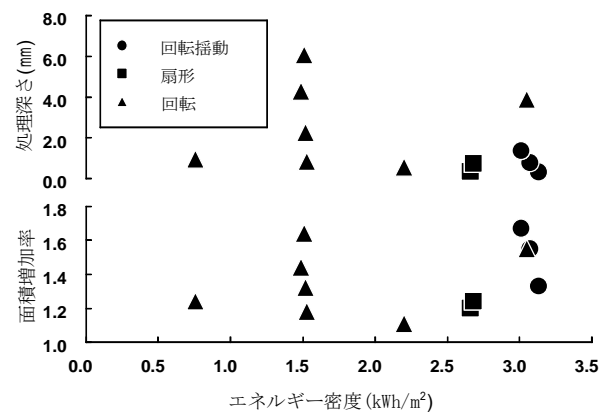


図 5-10 W J 工法のエネルギー密度と表面はつり処理形状

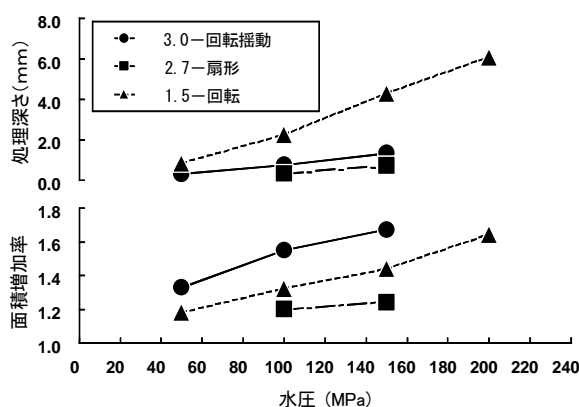


図 5-11 W J 工法の水圧と表面はつり処理形状 (同エネルギー密度)

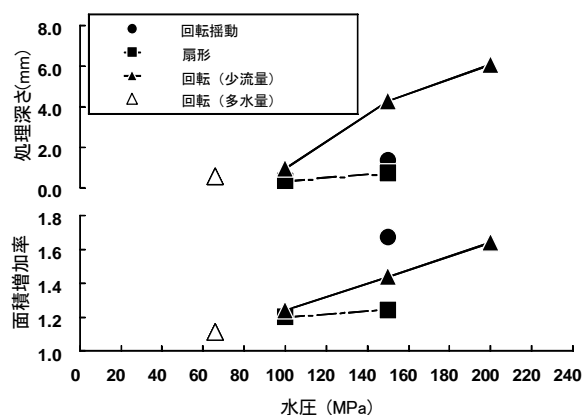


図 5-12 W J 工法の水圧と表面はつり処理形状 (パス回数-1 回)

表 5-3 回転ノズル形式における面積増加率とはつり処理深さ
(エネルギー密度 ≈ 1.5 (kWh/m²))

記号	エネルギー密度 (kWh/m ²)	水圧 (MPa)	流量 (l/min.)	水動力 (kW)	パス回数	面積増加率*	はつり処理深さ* (mm)
I 1	1.53	50	6.8	5.7	6	1.18	0.82
I 3	1.52	100	9.6	16.0	2	1.32	2.24
I 5	1.49	150	11.8	29.5	1	1.44	4.27
I 6	1.51	200	13.6	45.4	1	1.64	6.05

*：パス回数が1回の時の値を基準とした割合を示す。

表 5-4 回転ノズル形式におけるパス回数の影響（水動力が等しい場合）

ノズルの形式	水圧 (MPa)	流量 (l/min.)	パス回数	エネルギー密度 (kWh/m ²)	面積増加率*	はつり処理深さ* (mm)
回転	100	9.6	1	0.76	1.24	0.94
			2	1.52	1.32(1.07)	2.24(2.38)
			4	3.05	1.55(1.25)	3.87(4.12)

*：パス回数が1回の時の値を基準とした割合を（ ）内に示す。

(3) 付着強度

図 5-13 は、各種表面はつり処理の付着強度の最小値、最大値、平均値をまとめたものである。

① 人力施工

人力施工の場合、他の工法に比べ付着強度は小さく、それらの最小値は、はつり処理を行わず新コンクリートを打継いだ無処理(K)の場合と比べても小さい結果となった。ディスクサンダは、表面の凹凸・処理深さが小さく、表面処理が十分でなかったこと、

ピックハンマ・ハンドブレイカは、ノミの打撃による内部ひび割れの影響が考えられる。

② ブラスト工法と WJ 工法

スチールショットブラストの投射密度 50kg/m²(D1)、WJ 工法の扇形ノズルで水圧 100MPa(H1)のとき、他の条件に比べて付着強度の最小値が小さく、1.5N/mm²を下回った。この原因は、はつり処理深さが 0.5mm 以下と小さく、表面はつり処理が十分でなかったと考えられる。よって、図 5-13 に見られるように、面積増加率が 1.0 以上で付着強度が 1.5N/mm²の工法の選定が重要となる。

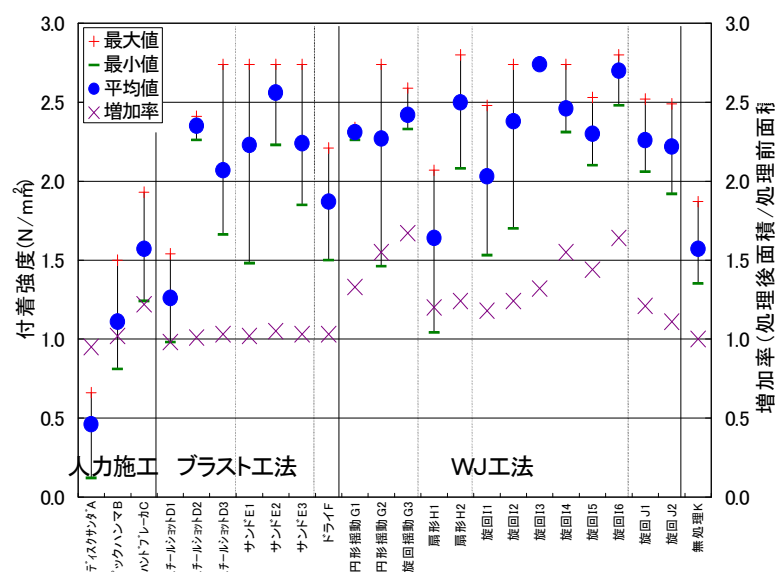


図 5-13 直接引張試験による付着強度結果

(4) 表面はつり処理形状と付着強度

① 面積増加率と平均付着力

新コンクリートと旧コンクリートとの付着力は、はつり処理面の凹凸に影響されると考えられる。そこで、図 5-13 に面積増加率と平均付着力の関係について示した。

面積増加率は、処理面の凹凸状態を表しており、表面はつり処理の前に比べ凹凸が少ないと 1 未満、逆に凹凸が大きいと 1 以上の値となる。

ブラスト工法は、ショット材の材質、投射・噴射密度に関係無く、面積増加率の値が 0.98～1.05 とほぼ同じような値を示すのに対し、平均付着強度は $1.26\sim 2.56\text{N/mm}^2$ と約 2 倍の違いがある。

一方、WJ 工法では、平均付着強度の分布が $1.64\sim 2.74\text{N/mm}^2$ とブラストとほぼ同様の分布となったのに対し、面積比は 1.11～1.67 とブラストに比べ幅広く分布した。

これより、はつり処理に用いる機械により処理面の凹凸と付着性の関係は異なり、一概に凹凸が大きい方が付着力も大きいとは言えないことが分かる。

② 平均はつり処理深さと最小付着力

次に平均はつり処理深さと最小付着力の関係について、図 5-14 に示す。

これより、はつり処理深さが 0～1mm 間の最小付着強度は、 $1.0\sim 2.3\text{N/mm}^2$ の範囲でばらついており、ブラスト工法と WJ 工法の双方とも無処理の試験体を下回る場合もみられた。

一方、人力施工を除けば、はつり処理深さが 1mm 以上で 1.5N/mm^2 以上の付着力を確保できたことが分かった。

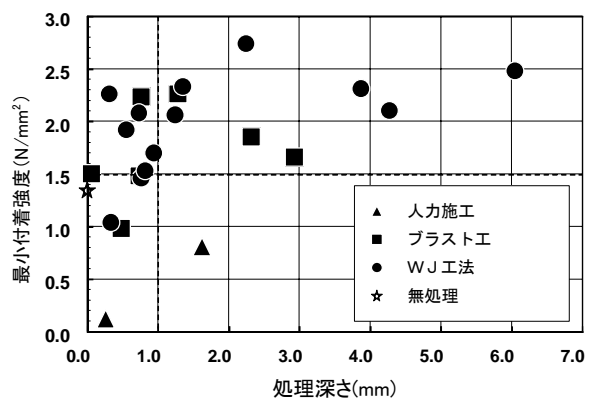


図 5-14 平均はつり処理深さと最小付着力

5.2.4 まとめ

本検討の結果、得られた知見を下記に記す。

- (1) 表面はつり処理における新旧コンクリートの一体化において、はつり処理面の凹凸の程度に比べて処理深さの方が、付着強度に対する影響が明確である。
- (2) 人力施工は、コンクリートにひび割れの発生も見られたことから、付着強度が小さく用途を限定するか他工法 (WJ) との併用が必要と考えられる。
- (3) ブラスト工法と WJ 工法は、はつり処理深さを 1mm 以上確保できた処理条件で、付着強度 1.5N/mm^2 を確保できる。
- (4) 新旧コンクリートの一体化を図る際には、旧コンクリートの表面から数 mm の範囲に存在するレイタンス、マイクロクラックを適切に除去することが重要である。

5.3 はつり処理技術

5.3.1 現況と問題点

(1) 日本におけるはつり処理技術の現状と課題

国内のコンクリート構造物の補修・補強において、既設コンクリート構造物のはつり処理が必要な場合、圧搾空気を原動力とするブレーカを使用することが多い。これは、日本でのコンクリート構造物に対する補修・補強の歴史が浅く、補修・補強規模が比較的小さかったことから、従来取壊しや解体を目的として用いられていたブレーカが、慣例的に使用されてきたと考えられる。この場合、補修されたコンクリート構造物が、再劣化する事例も見られた。これは、ブレーカによるマイクロクラックの発生が一因と推察されている。また、近年、補修・補強が必要となる構造物の規模が大きくなるにつれ、WJ 工法をブレーカに替るはつり処理技術として検討が試みられることが徐々にではあるが増加してきた。

JH において、WJ 工法をコンクリート構造物の補修・補強に用いた代表的な例としては、北陸自動車道手取川橋（PC 連続ラーメン箱桁）で行われた補修・補強工事がある⁴⁾。この工事では、塩化物イオンが浸入したコンクリート断面を除去することを目的とした、WJ 工法によるはつり処理が実施されたが、はつり処理面の仕上り状態等、課題も残った。この他にも、名神高速道路石山高架橋等で PC 鋼線をはつり出すため、WJ 工法を適用した事例⁵⁾はあるが、はつり処理深さの制御、特に鉄筋下までの均一なはつり処理をコントロールすることが困難で、統一的な基準を整備するに至っていなかった。本研究の初期段階における WJ 工法の技術レベルを現すはつり処理深さが制御できていない例を図 5-15 に示す。

(2) 補修先進国のはつり処理技術の概況

補修先進国といわれるヨーロッパでは、コンクリート構造物の補修・補強に WJ 工法を用いたはつり処理を行うことが主流である。スイスでは、ブレーカによる施工を全面的に禁止しており、ロボットまたは人力把持による WJ 工法を適用箇所毎に使い分けて施工している。

スウェーデンなどの北欧では、炭鉱の採掘技術として WJ 工法が古くから使用されており、1980 年代には、この採掘技術である WJ 工法をコンクリートのはつり処理に適用しようとする研究が始まった。現在では、WJ 工法の施工機械と技術者の認定制度が確立されており、図 5-16 に示す試験体を用いて、はつり処理技術の評価が行われており⁶⁾、低強度・高強度部分の除去・未除去率、鉄筋裏のはつり処理状態、うねなどを評価し、定められた基準値と照合を行い、コンクリート構造物



図 5-15 鉄筋の影響を受け過大なうねを生じた例

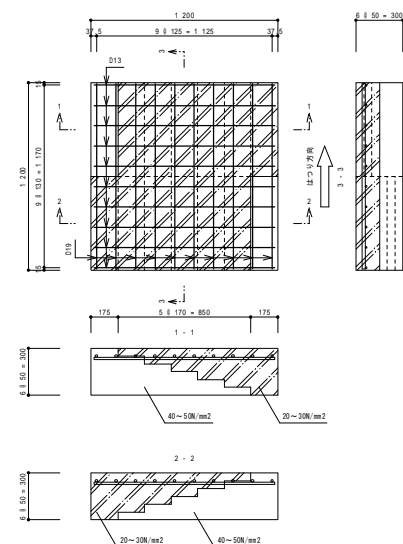


図 5-16 北欧の性能評価用試験体⁶⁾

のはつり処理に適したものであるかどうかの判定が行われている。これらの判定基準に合格した施工機械、技術者のみが **WJ** 工法の使用が認められている。

(3) 研究の位置づけ

コンクリート構造物の補修・補強におけるはつり処理に要求される性能は、

- ① 既設部材と新材料との良好な一体化性状が得られるはつり処理面となる。
- ② 鉄筋の有無に関わらず不要なコンクリートを確実に除去し、補修・補強に影響のない形状が得られる（以下、「平坦度」）。
- ③ 劣化等により脆弱化したコンクリートを確実に除去できる（以下、「セレクトビティ (Selectivity)」）。
- ④ 鉄筋および処理面に損傷を与えない。

などが挙げられる。以下に要求性能の意味を概説する。

①について；**WJ** 工法により、はつり処理を実施する場合には、本性能を兼ね備えている。

②について；コンクリート構造物の劣化要因（例えば塩化物イオン）が、鉄筋以深に達している場合もある（図 5-17）。このような場合には、鉄筋の下面のコンクリートを確実に除去する必要がある。また、はつり処理後には断面修復が行われるが、これらの作業に影響のない程度の不陸に仕上がっている必要がある。

③について；補修・補強を行う上では、脆弱なコンクリートをすべて取除く必要がある。

④について；再び構造部材として使用するため母体に損傷を与えてはならない。

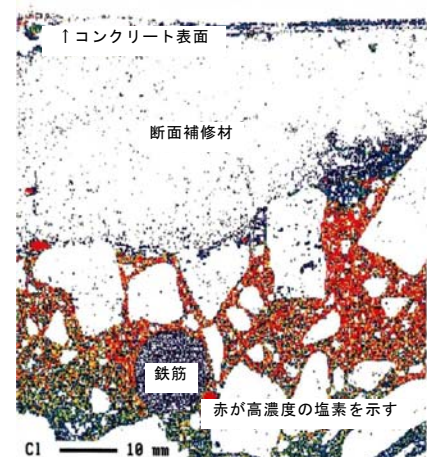


図 5-17 塩素の元素マッピング
(塩害補修後に再損傷した断面の観察)

表 5-5 はつり処理の工種

5.3.2 試験概要

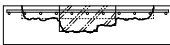

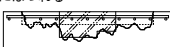
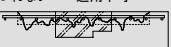
試験は、コンクリート構造物を模したコンクリート版を作製し、ブレーカと各種 **WJ** 工法により鉄筋以深の位置を目標としたはつり処理を行い、5.2 で述べた評価手法と同様な表面形状、一体化性状の評価を実施した。この評価で良好な結果が得られた **WJ** 工法について、必要性能の定量的な評価のために、実構造物の変状を想定した健全部と脆弱部を有する試験体を作製し、性能評価試験を行った。ここで用いたはつり処理の工種を表 5-5 に示す。

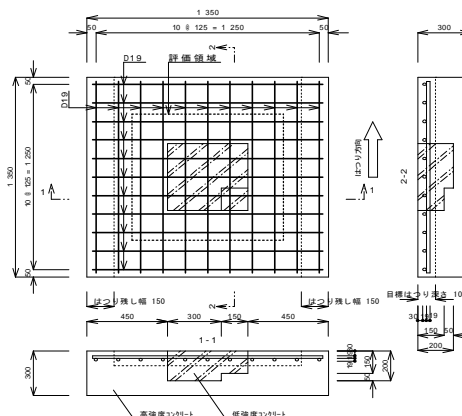
工種	ブレーカ 30kg 級	WJ 工法 旋回 (衝突噴流)	WJ 工法 旋回 (高圧タイプ)	WJ 工法 揺動 (高圧・低圧タイプ)
概要				

表 5-6 コンクリート配合表

	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメン ト比 W/C (%)	粗骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					性能試験時 の圧縮強度 (N/mm ²)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材料 AE 減水 剤	
高強度部分	20	8	4.5	40.6	41.0	163	402 (早強)	718	1 039	1.608	54.9 (材齢 60 日)
低強度部分	20	8	4.5	65.8	48.2	155	236 (早強)	921	996	0.944	30.1 (材齢 63 日)

表 5-7 性能評価試験の評価方法

評価基準		セレクトィビティ	
		合格	不合格
平坦度	合格	〔領域Ⅰ〕 選択的かつ平坦なはつり 	〔領域Ⅱ〕 選択的にはつれないが、平坦にはつれる 
	不合格	〔領域Ⅲ〕 平坦にはつれないが、選択的にはつれる 	〔領域Ⅳ〕 選択的にはつれず、平坦にもはつれない 適用不可 



性能評価試験に用いた試験体は、図 5-18 に示すように、健全部と脆弱部を再現するため、 20N/mm^2 以上の強度差を有する試験体とした。コンクリートの配合を表 5-6 に示す。ここで、WJ 工法の評価は、表 5-7 に示す平坦度およびセレクトィビティに分けて行うこととし、どちらの評価も不合格になるものは排除し、いずれかが合格したものは、その特性に合わせて現場にて適用できるよう、評価基準を検討した。また、この試験と合わせ、北欧の認定試験に用いられている試験体（図 5-16）を再現し、はつり処理を行い、評価項目・基準の参考とした。

5.3.3 結果と考察

(1) はつり処理後の外観調査・表面形状

外観写真とレーザ変位計による測定結果のうち特徴的なものについて、図 5-19 に示す。

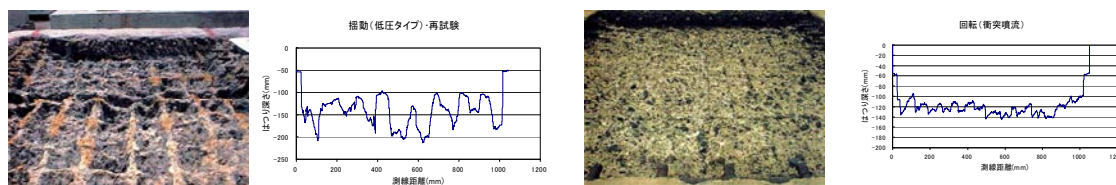


図 5-19 はつり処理後の処理面の状態と形状計測結果

① ブレーカ

処理後の試験体の状況は、鉄筋の概略位置をあらかじめ作業者に提示したにもかかわらず、鉄筋には図 5-20 に示すようなブレーカのノミの打撃による損傷がいたるところに見られたほか、処理面ではひび割れや小規模な浮きが確認された。

WJ 工法

WJ 工法は、ノズル形式、水圧、水量、アタック角等が異なる施工機械によって、処理面の形状が大きく異なることが判明した。



図 5-20 ブレーカによる鉄筋の損傷

旋回（高圧タイプ）は、上段鉄筋の下はほぼ除去できているが、下段鉄筋の下および

鉄筋交差部は十分除去できていない。揺動は、高圧、低圧タイプとも鉄筋の下が十分に除去できず、壺掘り状態となった。また低圧タイプでは、部分的に鉄筋の下が除去できていた。揺動（低圧タイプ）に対し、再度、機械の設定を検討し、プログラム不可能な動作は、操作技術者によるマニュアル操作によって、再試験を実施した。その結果、部分的にはつり処理深さがコントロールできていない状態ではあるが、鉄筋の下は除去できるようになり、当初よりも目標とする処理面形状には近づいた。旋回（衝突噴流）は、鉄筋の下まで除去できており、平坦な処理面も得られた。

以上より、WJ工法をコンクリートのはつり処理に適用する場合、ノズルの種類、水圧、水量、スタンドオフなどの違いにより、処理面の形状に大きく影響することが判明した。また、これらの設定により、目標に応じた処理面が得られる可能性があることも判明した。

(2) 付着強度

付着強度試験の結果を、図 5-21 に示す。

WJ 工法は、いずれの方法でも、一般的に付着強度の目標 η とする 1.5N/mm^2 以上を満足しており、良好な結果が得られた。一方、ブレーカによるものは、低い値となっており、その値は無

処理のものにも満たない。また、破壊形態も付着界面となるものが多かった。これらの傾向は、表面処理の検討と同様、マイクロクラックの発生が影響しているものと考えられる。

(3) 打継ぎ面の観察

旋回（高圧タイプ）の処理面を鉛直打継ぎ面と想定し、新コンクリートの打継ぎを実施した。この結果、

図 5-22 に示すように、不陸の大きいところで空気だまりが確認され、過大な不陸を有する処理面は、打設方向にもよるが、打継ぎ面に悪影響を及ぼすことが判明した。

(4) 性能評価試験

性能評価試験は、揺動（低圧タイプ）、旋回（衝突噴流）および旋回（高圧タイプ）を用いてはつり処理を実施した。あわせて、北欧の WJ 工法評価用供試体を模して作製したものを、揺動（低圧タイプ）を用いてはつり処理を実施した。処理後の外観と形状測定結果（一部）を、図 5-23～5-25 に示す。

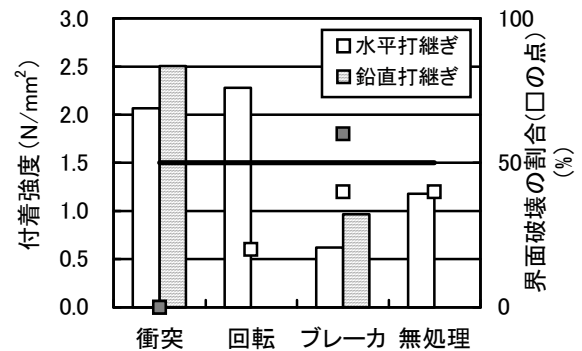


図 5-21 付着強度試験結果

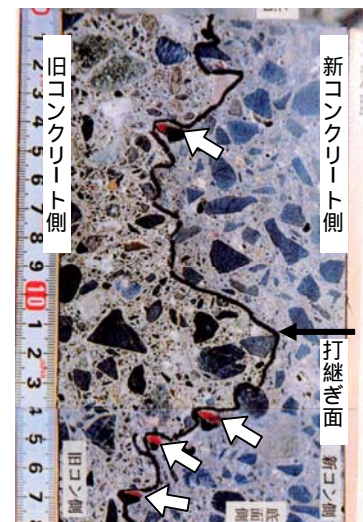


図 5-22 鉛直打継ぎ面の状況

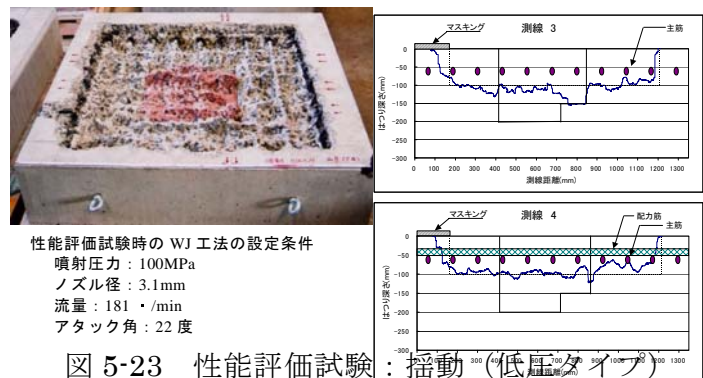


図 5-23 性能評価試験：揺動（低圧タイプ）

また、北欧における認定試験を参考に WJ 工法の性能評価したものを、表 5-8 に示す。ここで、北欧方式の適正度は、図 5-26 に示す判定図⁶⁾に基づいた。なお、表 5-8 に示す性能評価試験の基準値については、本研究で暫定的に設けたもので、WJ 工法の更なる改善により見直す必要があると考えている。

① 平坦度

旋回では、両者とも良好な平坦度が確保できることが判明した。揺動では、鉄筋の影響を受けはつり処理不足の部分が確認され、良好な平坦度は得られなかった。しかしながら、5.3.3(1)に示す結果と比較すると、平坦度が改善されており、施工機械の設定と技術者の技術力向上・熟練により、さらに性能は改善されるのと思

② セレクティビティ

旋回（高压タイプ）は、低強度部の除去率が高く、良好なセレクティビティ性能を有する。旋回（衝突噴流）も、若干のセレクティビティ性能を有する結果となった。揺動（低压タイプ）では、旋回に比べ低強度部の除去率が低い結果となった。しかしながら、北欧方式による適正度の判定においては、良好な結果が得られた。したがって、平坦度

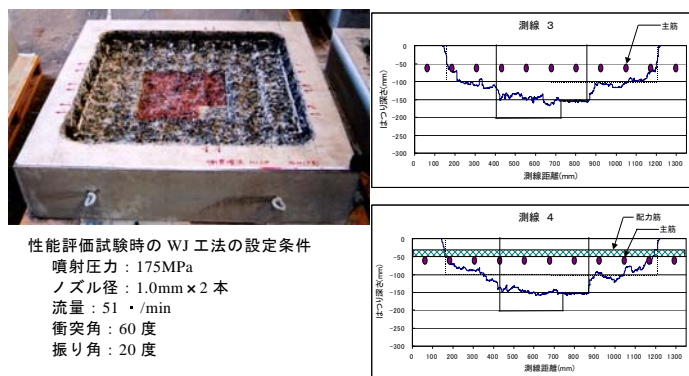


図 5-24 性能評価試験：旋回（衝突噴流）

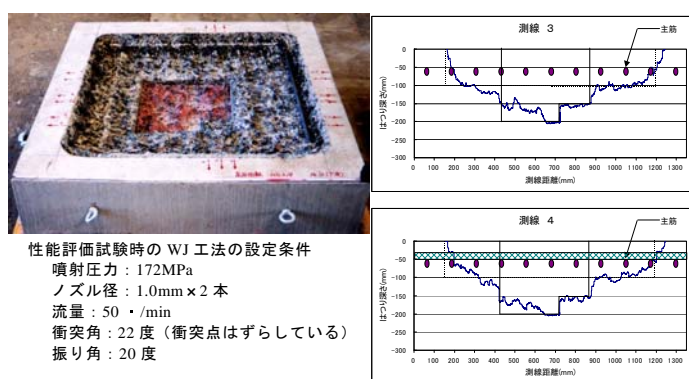


図 5-25 性能評価試験：旋回（高压タイプ）

表 5-8 性能評価基準(案)と性能評価結果および
北欧方式との比較

項 目	性能評価試験				北欧方式 ⁶⁾	
	基 準 (暫定案)	揺動 (低圧)	旋回 (衝突)	旋回 (高圧)	基 準	揺動 (低圧)
端 部 の は つ り 残 し	150mm±25mm				50～100mm	×
	適正度 (除去率)	低強度 60%以上 高強度 30%以下	58.1% 0.0%	77.7% 0.5%	図 15 の判定 による	86.8% 21.2%
	ビット ¹	3 個以下			3 個以下	
平 坦 度	はつり 残 し	鉄筋に接したも のではないこと	×		鉄筋に接したも のではないこと	
	うねの 長さ ²	900mm 以下	×	0mm	800mm 以下	×
	表面粗さ	62.5mm ピッチで 7mm 以上の差	11.6mm	8.0mm	10mm ピッチで 7mm 以上の差	×
	はつり 深さ	10cm±2cm	10.0cm	10.8cm	10.2cm	
評 価	セレクティビティ	×				
	平坦度	×				
	判 定	領域Ⅳ	領域Ⅰ	領域Ⅰ	判 定	×

1：径 32mm 以下、深さ 48mm 以上の孔
 2：高さ 35mm 以上の不陸の総延長

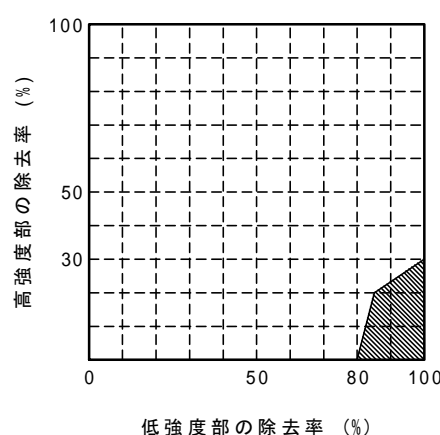


図 5-26 北欧方式の適正度の
判定図⁶⁾

と同様、施工機械の設定改善と技術者の技術力向上により、低強度部分の除去率の改善が図れるものと考えられる。

これらの結果を総合すると、WJ 工法の性能は、施工機械自体の特性に左右されるとともに、はつり処理条件に応じて施工機械の仕様を設定、調整する技術者によって決定されることが明らかとなった。



図 5-27 はつり処理面の状態

5.3.4 撤去桁を用いた現場適用性試験

前項までの検討で、旋回（衝突噴流）において、はつり処理深さの制御が可能であることが確認できたため、現場における適用性の評価試験を行った。試験には、橋の架替え時に発生した撤去桁を用い、施工環境は実構造物を想定したものとした。

はつり処理後の桁の状態を図 5-27 に示す。処理面は、試験体による場合と同様、深さ制御されたものであることを確認した。本工法は、桁の形状に合せた連続施工を可能にするシステムの開発により、現場に適用可能である。

5.3.5 まとめ

本検討の結果、得られた成果を下記に記す。

- (1) 性能評価試験により、はつり処理に適した WJ 工法の定量的な性能評価が可能である。
- (2) WJ 工法の要求性能を、平坦度とセレクトィビティに分類し、補修・補強の必要性に応じた使い分けを行う手法の妥当性が確認された。
- (3) WJ 工法を用いたはつり処理は、施工機械の仕様・設定条件で、性能が大きく変化するとともに、機械を操作する技術者の技量によって左右される。
- (4) 旋回（衝突噴流）は、はつり深さ制御の性能に優れ、実構造物に適用可能である。
- (5) 揺動（低圧タイプ）は、平坦度およびセレクトィビティともに要求性能を満足しなかったが、ノズルの改良やアタック角を大きくするなど、機械の処理条件をさらに検討することにより、要求する性能を満足するものと判断される。

5.4 今後の検討課題

本章において、コンクリート構造物の表面はつり処理およびはつり処理は、WJ 工法を用いることにより、良好な新旧コンクリートの一体化性状が得られることが明らかになり、コンクリート構造物の補修・補強技術としての WJ 工法の有効性を確認した。また、ブレーカなどはつり処理面に打撃を与えて行う処理方法では、良好な一体化性状が得られないことが明らかとなった。

WJ 工法をコンクリート構造物の補修・補強において適用することは、更なる耐久性

の向上に向けて有効な手段であることが確認できた。特に、はつり処理技術は、**WJ** 工法に用いる機械の他に、技術者によっても性能が左右されることから、**WJ** 工法の現場適用にあたっては、事前の性能評価試験で性能の確認された施工機械と技術者の組合せを特定して施工を行うことが原則となる。また、現場においては、対象構造物のはつり処理の前に、対象構造物を模した供試体などにより試験施工を実施し、条件を再設定することを考えている。最後に、現在 **WJ** 工法における問題点および課題を下記に示す。

- (1) 環境対策の改善（騒音、水処理対策などのシステム化）
- (2) 経済性の改善（施工規模、条件に応じた各種 **WJ** 工法のシステム開発やノズル、ホース、ポンプ等の消耗部品の耐久性向上）
- (3) 安全性の向上（作業指揮者から作業員に至るまでの安全教育、**WJ** 工法の更なる安全システムの開発）
- (4) エンジニアの育成（コンクリート構造物の補修・補強に精通する技術者を育成し、**WJ** 工法の適切な運用と更なる技術開発につなげる）

今後は、現場への適切な **WJ** 工法の運用を図るとともに、施工をとおして性能の分析とノウハウの蓄積を行い、**WJ** 工法の更なる性能向上を図っていきたい。

[第 5 章の参考文献]

- 1) T.Yasumatu, Y.Kamihigashi, A.Yosida, H.Ishida , H.Nakashuma : Experimental Studies on the Application of Water-jet Technology to Rehabilitation of Concrete Structures, International Symposium on New Applications of Water Jet Technology, 1999.10
- 2) 多久和 勇, 紫桃孝一郎, 上東 泰, 中島裕寿, 吉田 敦 : ウォータージェット技術を利用したコンクリート構造物の表面処理, 噴流工学, Vol.17, No.1, pp.29-40, 2000.
- 3) 八尋暉夫 : 最新ウォータージェット工法, 鹿島出版会, 1996.
- 4) 岡井賢一, 森山 守, 登坂知平, 小澤郁夫 : 塩害を受けた橋りょう上部工の全面修復 —北陸自動車道 手取川橋—, コンクリート工学, Vol.34, No.2, pp.33-40, 1996.2
- 5) 樺山好幸, 江口洋一, 菊池秀二, 長橋弘和 : 高速道路におけるゲルバー橋の架替え計画 —名神高速道路 石山高架橋—, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.6, pp.59-66, 1995.11
- 6) Dag Brox Rindal, Ronald Andersen : SELECTIVE HYDRODEMOLITION Manual for manufacture of test slabs, Norwegian Public Roads Administration, 1994.
- 7) 日本道路公団 : 構造物施工管理要領 3 保全編 3-8 断面修復材, pp.293, 1999.
- 8) 樺山好幸 : 日本ウォータージェット学会, 2000 基調講演論文, コンクリート構造物の補修補強におけるウォータージェット技術の適用に関する研究, 2000.9

第6章 床版増厚工法におけるコンクリート付着強度発現機構

6.1 はじめに

モータリゼーションの発展による自動車交通の伸びと車両の大型化は、構造物の維持管理を考えるうえで非常に大きな問題となってきた。すなわち、当初設計時には考えられなかった交通量や車両の重量化が、直接輪荷重を受ける床版、それを受ける桁、支承に対して、極めて大きな損傷を与えており、維持管理上の重要な問題となっている。これら損傷を受けた橋梁の補強方法は種々検討されているが、その中でも直接輪荷重を受ける床版の損傷対策として、床版上面増厚工法が桁の補強と併用して採用されている状況にある。本章は、床版増厚工法におけるコンクリートの付着強度発現機構についてまとめたものである。

平成6年春、名神高速道路の橋梁で、床版上面増厚工事が2件行われた。その工事は、A社がAタイプの超速硬セメント、B社がBタイプの超速硬セメントを使用するという、セメント種別の異なる超速硬鋼繊維補強（以下、「SF」）コンクリートで設計施工されたものである。工事は、双方とも入念に施工され短期間に無事終了したが、新旧床版間のコンクリート付着力に、設計基準は上回ったものの差異が見られた。

施工現場において実施した直接引張付着試験結果を、表6-1に示す。また、平成7年度名神リフレッシュ工事においても同様の傾向を示した。付着試験結果を表6-2に示す。

床版上面増厚工法は、旧床版コンクリートの上に新設コンクリートを打設するため、新旧コンクリートが二層構造の版として機能する。この二層の間の「付着力＝せん断抵抗力」が、一体化された床版の耐力を左右することとなる。計算では、18cmの床版の上に5cm増厚するときの必要付着力は 0.3N/mm^2 程度と考えられる²⁾が、当然ながら床版の構造や打継ぎ目の位置等により必要とされる付着力は異なってくる。なお、日本道路公団(以下、「JH」)では安全率等を考慮して 1N/mm^2 を付着力の最小値としている³⁾。

新旧コンクリートの付着力は、施工業者のノウハウはあるものの、今までの認識ではコンクリートフィニッシャの振動エネルギーにより影響を受けるとする研究⁴⁾⁵⁾はあった。しかし、基本的には同一の強度が発現すると考えていたので、付着強度の差の原因と付着メカニズムを究明することとした。

表6-1 平成6年度 付着強度試験結果

セメント 種 別	付着強度 (材齢7日)	圧縮強度 (材齢3時間)
Aタイプ	1.13	25.6
Bタイプ	3.20	28.5

(単位: N/mm^2)

表6-2 平成7年度 付着強度試験結果

セメント 種 別	A社 ($t=5\text{cm}$)	B社 ($t=5\text{cm}$)	C社* ($t=10\text{cm}$)
Aタイプ	—	1.73	1.58
Bタイプ	1.75**	—	—

材齢7日 *: C社は鉄筋あり (単位: N/mm^2)

** : 下床版から破断したため、 \geq と記載

6.2 床版上面増厚工法および超速硬セメントの硬化メカニズムのモデル化

6.2.1 床版上面増厚工法

床版上面増厚工法は、図 6-1 に示すとおり、床版断面を増加させるものであり、新旧コンクリートの一体性が耐力に影響を及ぼすことはもちろん、上面への防水工を行うことにより耐久性を確保することを基本としている。

現時点での上面増厚工法の検討すべき問題点は、下記のとおりである。

- ① 事前調査法（RC レーダ、弾性波、赤外線）の確立：床版の現況を把握するため、RC レーダ等により舗装厚、鉄筋の位置、コンクリートの損傷度を事前に調査する。
- ② 橋面舗装およびコンクリートの切削、研掃手法の確立：切削によるコンクリート中のマイクロクラック、劣化コンクリートをウォータージェット等により効率的に除去する。
- ③ 付着力確保：新旧コンクリートの確実な付着力の確保
- ④ 施工法の向上

以上の内、付着力に着目し研究を進めた。

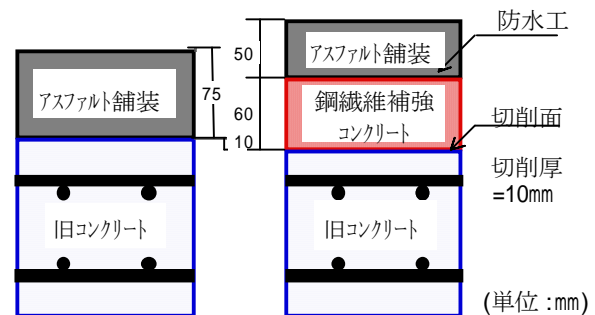


図 6-1 設計断面例

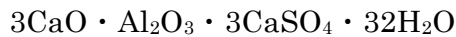
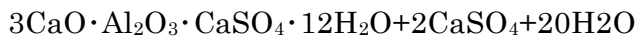
6.2.2 超速硬セメントの硬化メカニズムのモデル化

通常の土木・建築工事に使用されている普通ポルトランドセメントは、一般には材齢 28 日における強度を基準としている。ポルトランドセメントの主要鉱物は、けい酸三石灰(C_3S)、けい酸二石灰(C_2S)、アルミン酸三石灰(C_3A)、鉄アルミン酸四石灰(C_4AF)である。ちなみに、設計基準強度 $21N/mm^2$ のコンクリートでは、 $20N/mm^2$ の圧縮強度を得るのに、少なくとも普通ポルトランドセメントでは 3 日以上、早強ポルトランドセメントでは 1.5 日以上、超早強ポルトランドセメントでは 12 時間以上を必要とするが、2～3 時間で $20N/mm^2$ の圧縮強度を得るセメントとして超速硬セメントがある。現在我が国で市販されている超速硬セメントは、超速硬性を付与させる成分としてカルシウムフルオロアルミネート($C_{11}A_7 \cdot CaF_2$)あるいは非晶質カルシウムアルミネート($C_{12}A_7$)を利用している 2 種類のものがある⁶⁾（以下、前者を「A タイプ」、後者を「B タイプ」）。

A タイプは、ポルトランドセメントの主要鉱物である C_3S 、 C_2S 、 C_4AF の他に、超速硬成分として活性化されたカルシウムフルオロアルミネートを含有するクリンカーを粉砕して製造した特殊セメントであり、ポルトランドセメントと同様キルン法で製造している。この水和反応モデルを、図 6-2 に示す。注水によりセメント中のカルシウムフルオロアルミネートが直ちに溶解し、けい酸三石灰の溶解により生成した $Ca(OH)_2$ と反応してカルシウムアルミネート水和物を生成する。これらの水和物は、 $CaSO_4$ と反応し、早期にモノサルフェート水和物($C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$)またはエトリンガイト($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$)を生成し、初期強度を発現する。

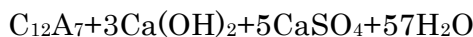


〔モノサルフェート〕

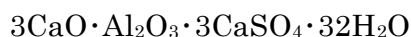
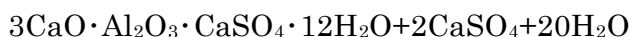


〔エトリンガイト〕

B タイプは、超速硬成分として非晶質カルシウムアルミネート（ C_{12}A_7 ）と早強ポルトランドセメントを混合した超速硬セメントで、その水和反応モデルを、図 6-3 に示す。すなわち、注水によりセメント中の非晶質カルシウムアルミネートが直ちに溶出し、早強ポルトランドセメントの溶解により生成した水酸化カルシウムと反応してカルシウムアルミネート水和物を生成する。さらに、溶解した CaSO_4 と反応し、これらの水和物はモノサルフェート水和物（ $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ）、またはエトリンガイト（ $\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ）に変化し、初期強度を発現する。



〔モノサルフェート〕



〔エトリンガイト〕

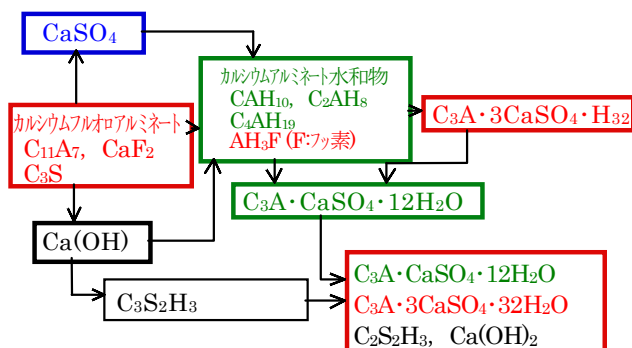


図 6-2 A タイプの水和反応モデル

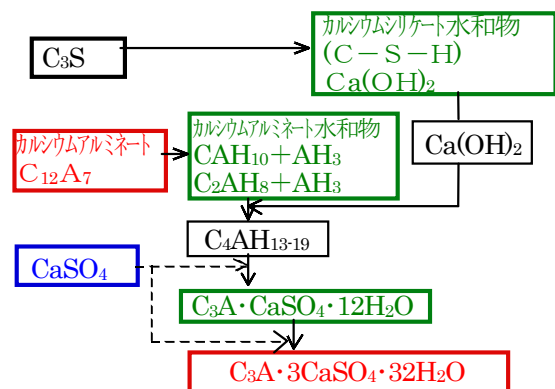


図 6-3 B タイプの水和反応モデル

6.3 試験概要

6.3.1 使用材料およびコンクリート配合

使用した超速硬セメントの A タイプと B タイプの化学成分を、表 6-3 に示す。骨材は、細骨材、粗骨材とも新潟県姫川産のものを使用した。減水剤は、一ナフタリンスルホン酸系の高性能減水剤を用い、鋼繊維は、ストレート鋼繊維（ $0.6 \times 30\text{mm}$ ）とした。使用材料の物性値を表 6-4 に示す。下地コンクリートの配合は、表 6-5 に示すとおりである。打継ぎコンクリートは、配合 A、配合 B の 2 種類とし、配合を表 6-6 に示す。

表 6-3 超速硬セメントの化学成分(単位：％)

種 別	igloss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ Oeq
Aタイプ	0.6	0.1	13.8	11.4	1.5	59.1	0.9	10.2	0.8
Bタイプ	2.0	0.2	15.7	9.7	2.0	58.2	0.8	9.7	0.7

表 6-4 使用材料

記 号	名 称	比重	物性ほか
C	超速硬Aタイプ 超速硬Bタイプ	3.04 3.04	比表面積 5,300 cm ² /g 比表面積 4,700 cm ² /g
S	細骨材	2.62	新潟県姫川産川砂、吸水率 2.04% 実績率 65.0%、F.M. 2.82
G	粗骨材	2.65	新潟県姫川産川砂利、吸水率 1.21% 実績率 60.9%、F.M. 6.76
HWRA1	高性能減水剤 1	1.21	ナフタリンスルホン酸ホルマリン高縮合物塩
HWRA2	高性能減水剤 2	1.14	アルキルアリスルホン酸塩＋高性能リグニンスルホン酸塩
S F	鋼繊維	7.85	0.6 mm × 30mm

表 6-5 下地コンクリートの配合

目標強度 (N/mm ²)	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/ℓ)				
						W	C	S	G	AE減水剤
25	25	12	4 ± 1	66.0	42	160	244	776	1086	0.976
35		±		46.4	42	159	346	699	1083	1.384
45		2.5		38.4	39	163	429	651	1052	1.716
100	—	—	—	15.0	—	高強度プレミックスモルタル使用				

表 6-6 打継ぎ（超速硬）コンクリートの配合

配合名	セメントの 種類	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m ³)				
							W	C	S	G	HRA
配合A	Aタイプ	20	5 ± 1.5	2 ± 1	38	58	156	434	1008	739	8.68
配合B	Bタイプ				37	55	158	450	944	781	9.00

表 6-7 要因と水準

要 因	水準	種類
超速硬セメント	2	Aタイプ、Bタイプ
下地コンクリートの強度	4	25, 35, 45, 100 N/mm ²
練置き時間	3	直後, 30分, 60分

6.3.2 試験条件

付着強度試験の要因と水準を、表 6-7 に示す。

超速硬セメントは、A タイプ、B タイプの 2 種類とし、下地コンクリートの強度レベルによる打継ぎコンクリートの付着強度への影響を確認

するため、下地コンクリートの目標強度を、25、35、45 および 100N/mm² の 4 種類とした。材齢 28 日経過した下地コンクリートに、超速硬 S F コンクリートを打ち継いだ。なお、供試体の個数は 3 体とし、数値は平均値を示す。

超速硬セメントの混練後の水和反応による流動性の経時変化が、付着強度に与える影響を確認するため、打継ぎコンクリートの練置き時間を、練上がり直後、30 分後、60 分後の 3 水準とした。

6.3.3 試験項目および試験方法

(1) フレッシュコンクリートの性状

超速硬コンクリートの混練から練置き 60 分までの経時変化を、スランプ試験(JIS A 1101)により測定した。コンクリートの可使時間(作業可能時間)は、試験方法に規定はないものの、コンクリートの温度上昇により判定した。すなわち、練上がり温度より 1 上昇をゲル化時間(流動性を失う時間)、4℃上昇を硬化時間と設定した。

(2) 圧縮強度

下地コンクリートおよび打継ぎコンクリートとも 10cm × 20cm の円柱供試体で求めた。打継ぎコンクリートである超速硬 SF コンクリートは、材齢 3 時間、1 日、7 日、28 日で圧縮強度試験(JIS A 1108)を実施した。

(3) 付着強度

下地コンクリートの表面は、電動式高速多針タガネを用いて均一にチップングした。超速硬 SF コンクリートは、練上がり直後、30 分後、60 分後の 3 水準で厚み 6cm で打ち継いだ。打継ぎ際の下地コンクリートの表面は乾燥状態とした。材齢 3 日で打継ぎコンクリート表面より下地コンクリートまでコアリング(10cm)し、供試体の上下端に直接引張接着試験用アタッチメントを樹脂系接着剤で接着した。打継ぎコンクリート打設後材齢 7 日で付着試験を実施し、付着試験後の破断面の状態を目視観察するとともに、走査型電子顕微鏡観察用試験片を採取した。付着強度試験方法は、日本道路協会 舗装試験法便覧の「コンクリート床版防水層の引張接着試験方法」による(図 6-4)。

(4) 付着界面の走査型電子顕微鏡観察

付着強度試験後の破断した供試体の打継ぎ界面付近より、図 6-5 に示すように、約 5mm 角の観察用サンプルを切り出し、打継ぎコンクリート界面および破断面を観察した。使用した走査型電子顕微鏡は、日立製作所製 S-800 である。また、走査型電子顕微鏡(以下、「SEM」)による結果は、極一部であって信頼性が劣り定量的評価にかけるといふ指摘もあるが、打継ぎコンクリート界面および破断面の定性的評価として SEM 観察を行った。

(5) セメントペーストによる水和生成物の分析

ガラス板上に 5cm × 10cm の型枠を組み、超速硬セメントペーストを打設し、硬化過程における水和生成物の分析を行うとともに、硬化後の超速硬セメントペーストとガラス板との界面の SEM 観察を行った。超速硬セメントペーストの水セメント比(W/C)は 37%とし、ペースト界面とガラス板との SEM 観察は、材齢 7 日で S-800 を用いて行った。エトリンガイトの生成量は、差動熱量法(DSC)による水和生成物の吸熱量より測定した。

6.4 試験結果および考察

6.4.1 フレッシュコンクリートの性状

打継ぎコンクリートのフレッシュコンクリートの性状を、表 6-8 に示す。練置き時間 60

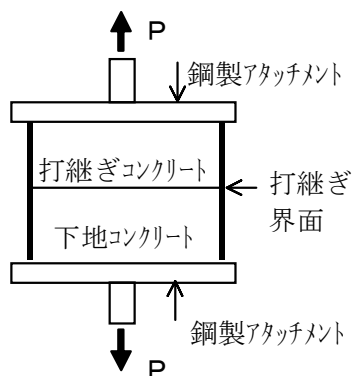


図 6-4 付着試験方法

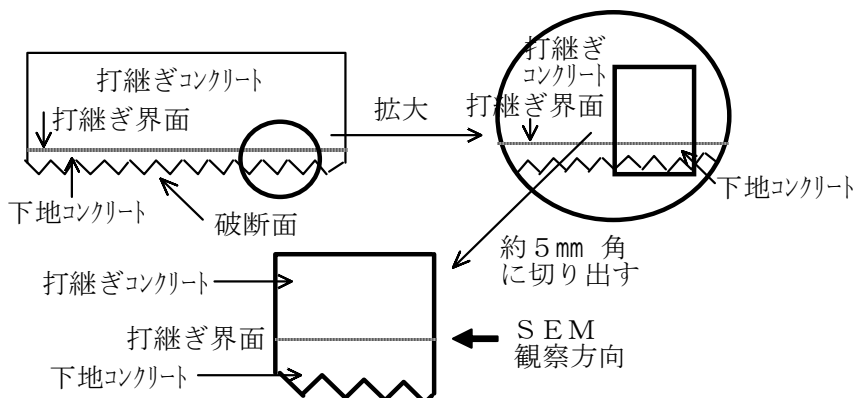


図 6-5 SEM 観察用サンプル

表 6-8 打継ぎコンクリートのフレッシュコンクリートの性状

配合名	凝結調整剤 (C×%)	練上がり温度 (°C)	可使時間 (分)		スランプの経時変化 (cm)				空気量 (直後) (%)
			ゲル化	硬化	直後	15分後	30分後	60分後	
配合A	0.5	22.0	67	92	4.5	4.0	3.5	1.5	1.8
配合B	0.2	21.0	64	75	5.5	5.0	4.5	4.5	2.3

分後に打継ぎコンクリートを打設するため、可使時間の調節に各超速硬セメントに用いられている凝結調整剤を使用した。凝結調整剤の添加量は、A タイプの場合 $C \times 0.5\%$ 、B タイプの場合 $C \times 0.2\%$ とした。

図 6-6 に打継ぎコンクリートのスランプの経時変化を示す。配合 A、配合 B とも、凝結調整剤添加により可使時間を 60 分強まで維持可能であった。配合 B のスランプの経時変化は、60 分後で 1cm 程度の低下を生じた。一方、配合 A は、30 分までは 1cm 程度のスランプ低下で小さいが、30 分から 60 分までのスランプ低下が 2.0cm と大きい結果となった。

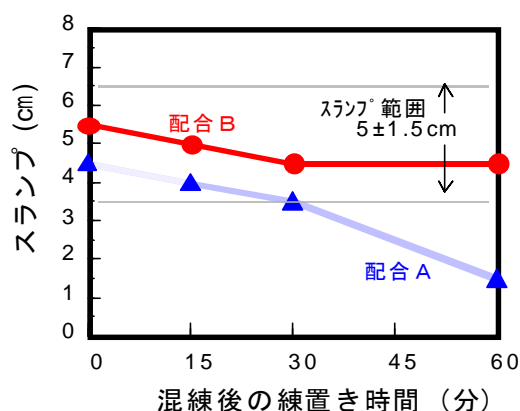


図 6-6 スランプの経時変化

表 6-9 下地コンクリートの圧縮強度

単位: N/mm^2

目標強度	25	35	45	100
実際の強度	22.8	32.1	45.7	103

表 6-10 打継ぎコンクリートの圧縮強度

配合名	養生温度 (°C)	圧縮強度 (N/mm^2)			
		3時間	1日	7日	28日
配合 A	20	27.1	64.8	69.2	79.2
配合 B		24.8	57.9	62.4	69.4

6.4.2 圧縮強度

付着強度試験を行ったときの下地コンクリートの圧縮強度を表 6-9 に示す。打継ぎコンクリートの圧縮強度試験結果を表 6-10 に示す。超速硬 SF コンクリートは目標強度(3 時間圧縮強度 $\geq 24N/mm^2$)に到達後、材齢とともに強度が増大している。

6.4.3 付着強度

下地コンクリートの圧縮強度を変化させた場合の練上がり直後（練置きなし）に打設した供試体の付着強度とその破断状態を、表 6-11 と図 6-7 に示す。

図に示すように、下地コンクリートの圧縮強度の増加に伴って付着強度が増加する傾向

が認められ、下地コンクリートの圧縮強度が 100N/mm^2 を越える場合、付着強度も 2N/mm^2 を超える値となった。また、破断箇所は、下地コンクリートの目標圧縮強度 45N/mm^2 までは、打継ぎコンクリートに下地コンクリートが付着した状態で、下地コンクリートが材破するのに対して、下地コンクリートの圧縮強度が 100N/mm^2 を越える場合には、打継ぎコンクリートと下地コンクリートとの界面付近で破断する界面破壊となった。すなわち、下地コンクリートより打継ぎコンクリートが強い場合は、下地コンクリートが破壊するが、下地コンクリートが打継ぎコンクリートより高強度になると、下地コンクリートが破壊せず、打継ぎコンクリートと下地コンクリートの界面で破断している。このことから、増厚工法においては、下地コンクリートのはつりにおいて、健全なコンクリートを出すことが非常に重要となる。練置き時間を置かずに、練上がり直後に打ち継いだ供試体の配合 A および配合 B の付着試験後の破断面を、写真 6-1、写真 6-2 に示す。

表 6-12、図 6-8 および図 6-9 に、練置き時間を変化させて打設した場合の付着強度試験結果を示す。図 6-8 は、下地コンクリートの目標強度が 35N/mm^2 の場合、図 6-9 は、下地コンクリートの目標強度が 45N/mm^2 の場合である。配合 B の場合、練置き時間 60 分までに打設した場合の付着強度および破断箇所に変化は認められないが、配合 A の場合、練置き時間の経過にともない、付着強度が低下する傾向が認められた。この傾向は、図 6-5 に示したスランプの経時変化の傾向に類似している。

また、配合 A の練置き時間なしの場合、破断箇所は、図 6-10 に示すように、下地コンクリートが破断する材料破壊を示し、練置き時間 30 分、60 分の場合、打継ぎコンクリートと下地コンクリートとの界面付近で破断する界面破壊に変化している。

表 6-11 付着強度に及ぼす下地コンクリートの影響

下地コンクリートの 目標強度 (N/mm^2)	練置き 時間 (分)	付着強度 (N/mm^2)			
		配合 A		配合 B	
		平均値	破断箇所*	平均値	破断箇所*
25	0 (直後)	0.97	材破	1.21	材破
35		1.03	材破	1.54	材破
45		1.04	材破	1.63	材破
100		2.14	界面	3.16	界面

*材破：下地コンクリートが破壊（打継ぎコンクリートが下地コンクリートに付着した状態）

界面：打継ぎコンクリートと下地コンクリートの界面付近で破壊

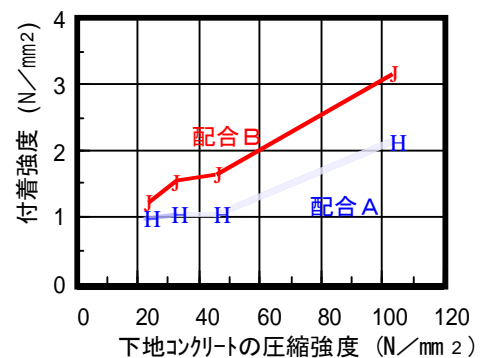


図 6-7 下地コンクリートの強度の影響

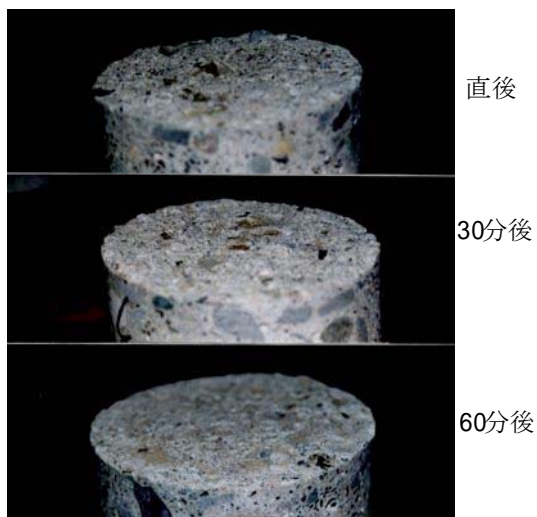


写真 6-1 配合 A の付着試験後の破断面

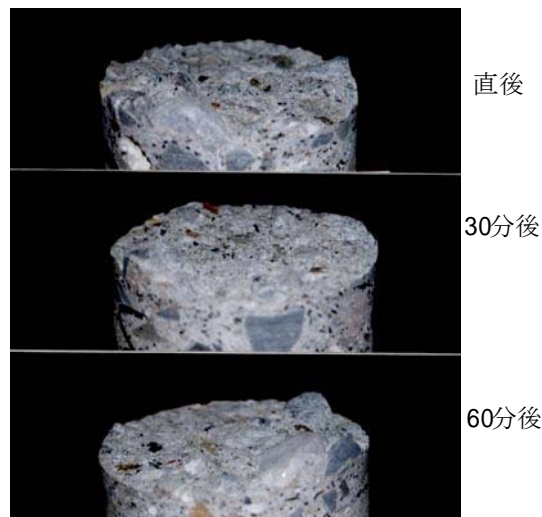


写真 6-2 配合 B の付着試験後の破断面

表 6-12 付着強度に及ぼす練置き時間の影響

①下地コンクリートの目標強度=35N/mm² ②下地コンクリートの目標強度=45N/mm²

練置き時間 (分)	付着強度 (N/mm ²)			
	配合 A		配合 B	
	平均値	破断	平均値	破断
0	1.03	材破	1.54	材破
30	0.94	界面	1.46	材破
60	0.79	界面	1.47	材破

練置き時間 (分)	付着強度 (N/mm ²)			
	配合 A		配合 B	
	平均値	破断	平均値	破断
0	1.04	材破	1.63	材破
30	0.90	界面	1.71	材破
60	0.76	界面	1.66	材破

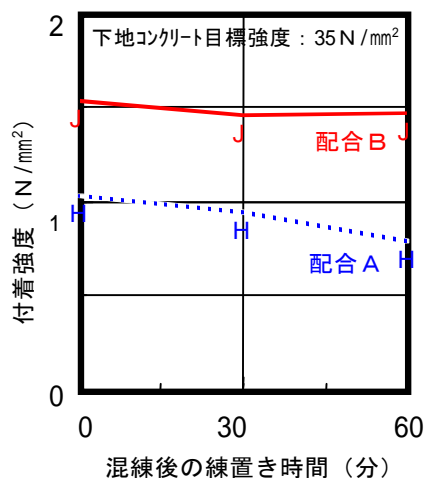


図 6-8 付着強度に及ぼす練置き時間の影響 1

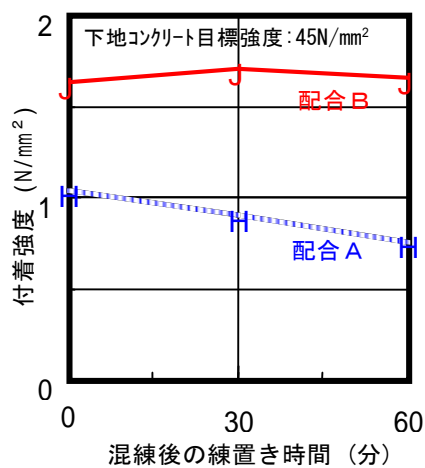


図 6-9 付着強度に及ぼす練置き時間の影響 2

写真 6-1 の配合 A では、練上がり直後打設で打継ぎコンクリート側に下地コンクリートの粗骨材が付着しているが、30 分後、60 分後打設コンクリートでは破断面は滑らかであり、打継ぎコンクリートと下地コンクリートとの界面破壊となっているのに対して、

配合 B では、写真 6-2 に示すように練上がり直後、30 分後、60 分後打設コンクリートとも、打継ぎコンクリート側に下地コンクリートの粗骨材部分がはぎ取られる状況が確認された。

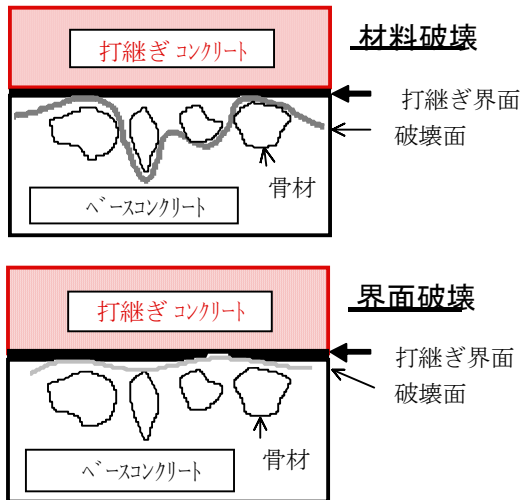


図 6-10 付着強度試験後の破壊状態

6.4.4 付着界面の走査型電子顕微鏡観察

下地コンクリート（目標強度 100N/mm^2 ）と打継ぎコンクリートとの付着界面の SEM による観察結果を、写真 6-3(配合 A)、写真 6-4(配合 B)に示す。

SEM 観察用サンプルは、図 6-5 に示すように、付着強度試験後の破断した供試体の打継ぎ界面部分を約 5mm 角に切り出し、打継ぎ界面付近の打継ぎコンクリートと下地コンクリートを同時に観察した電子顕微鏡写真である。写真 6-3、写真 6-4 とも、練置き時間 60 分後に打設した供試体の観察結果である。配合 B の場合、打継ぎ界面付近に、下地コンクリートのカルシウムシリケート水和物（C-S-H）と思われる水和物と打継ぎコンクリート側から成長したエトリングイトと思われる針状結晶が絡み合っている様子が認められる。それに比較して配合 A の場合、打継ぎ界面付近にエトリングイトと思われる針状結晶の生成は認められるが、その生成量は少なく、配合 B の

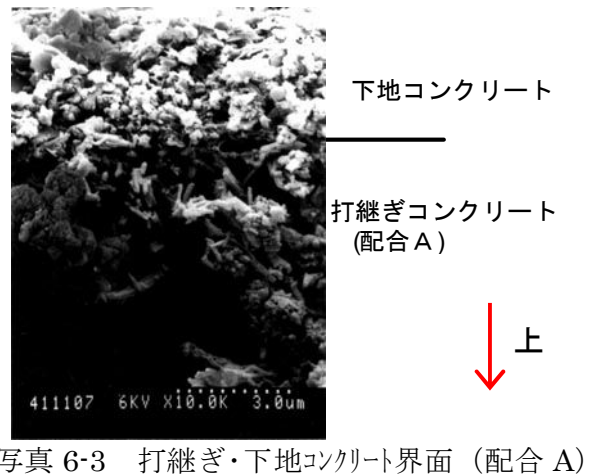


写真 6-3 打継ぎ・下地コンクリート界面（配合 A）

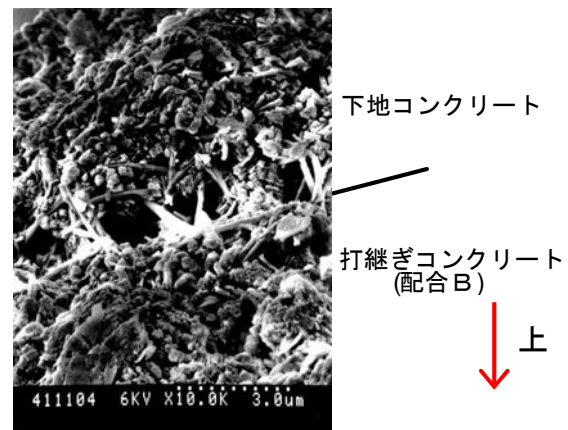


写真 6-4 打継ぎ・下地コンクリート界面（配合 B）

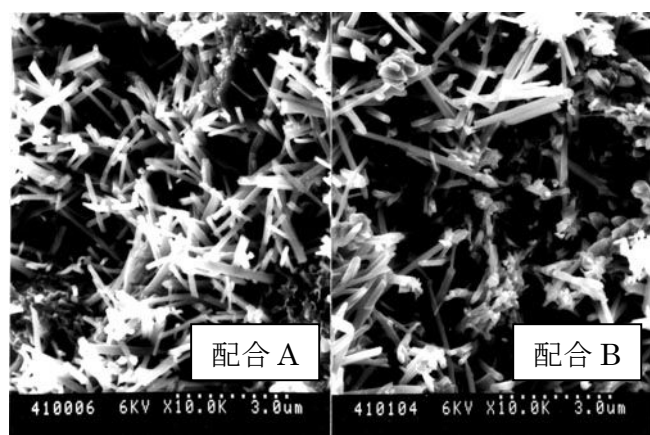


写真 6-5 打継ぎコンクリートの SEM 観察

ような下地コンクリート内部までの成長は認められない。

写真 6-5 は、付着強度試験後の破断した供試体の打継ぎコンクリート側の打継ぎ界面を直角方向より観察した電子顕微鏡写真であるが、配合 A および配合 B ともに、結晶の大きさは別として、エトリンガイトと思われる針状結晶が認められる。

この両結果より、次のことが推論できる。

配合 B の場合、下地コンクリートの上に打ち継がれた後にエトリンガイト結晶が生成し、下地コンクリートのポーラスな部分に成長して、打継ぎコンクリートからアンカーを打ち込んだような効果を示しているのに対して、配合 A の場合、練置き時間が 60 分であったため、下地コンクリート上に打ち継がれる前にエトリンガイト結晶が生成してしまい、打ち継がれた後、下地コンクリート内部へのエトリンガイト結晶の成長が少なく、アンカー効果が発揮できないと考えられる。なお、打継ぎコンクリートと下地コンクリートとの付着力は、コンクリートの物性のみによるものではなく、内田の研究⁴⁾によれば、付着力に与える振動エネルギーの影響は明らかであり、振動の時期および量についても今後研究する必要がある。

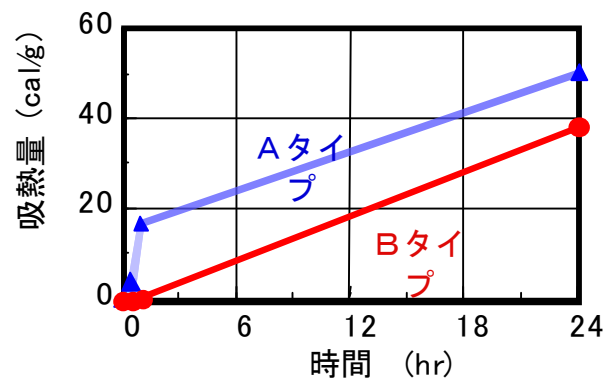


図 6-11 DSC によるエトリンガイトの測定

6.4.5 セメントペーストによる水和生成物の分析および水和結晶形態の観察

セメントペーストの、注水直後から 30 分後、60 分後、24 時間後の水和反応により生成したエトリンガイトの生成量を差動熱量法 (DSC) で測定した結果を、図 6-11 に示す。B タイプの場合、注水から 60 分までのエトリンガイトの生成量は少なく、60 分以降にエトリンガイトの顕著な生成が認められる。A タイプの場合、注水直後からエトリンガイトの生成が認められる。

また、大門ら⁶⁾が、凝結調整剤により可使時間を 30 分、60 分に調整した A タイプ、B タイプのコンダクションカロリメータによる水和発熱速度を測定した結果を図 6-12、図 6-13 に示す。

B タイプの場合、注水直後の発熱は観察されず、可使時間後に 1 つの水和発熱ピークが

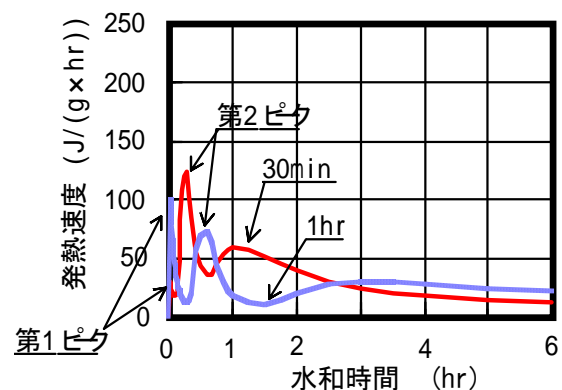


図 6-12 水和発熱速度 (A)

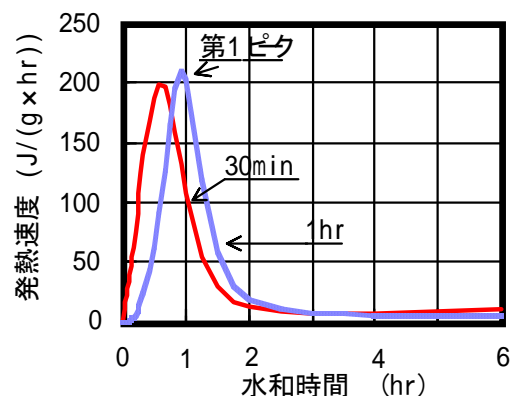


図 6-13 水和発熱速度 (B)

観察される。これに対し A タイプの場合、注水直後より急激な水和発熱反応による第 1 ピークが観察され、その後、さらに第 2 段階の水和発熱反応による第 2 ピークが認められる。A タイプの場合、第 1 ピークは、凝結調整剤を添加しても可使時間前の注水直後に発現するとともに、凝結調整剤を添加して可使時間を長くした場合でも、第 2 ピークの生成時期は可使時間以前である。X 線回折による水和物としては、A タイプ、B タイプともにエトリンガイトの生成が認められた。この結果は、A タイプと B タイプのスランプの経時変化の差および練置き時間を長くした場合の付着強度の差に関連があると思われる。つまり、B タイプの場合、凝結調整剤で調整された可使時間までエトリンガイトの生成は非常に少なく、その後急激にエトリンガイトが生成するのに対して、A タイプでは、注水直後からエトリンガイトが生成し、それに伴いスランプの経時変化が徐々に始まる。そしてエトリンガイトがある生成量になったところが可使時間の終了に相当していると思われる。

ガラス板の上に打設したセメントペーストについて、硬化後のペーストとガラスとの界面の SEM 観察結果を、写真 6-6(A タイプ)、写真 6-7(B タイプ)に示す。倍率は、1 万倍(左側)と 3 万倍(右側)とした。この写真から、B タイプの水和により生成するエトリンガイトは、太くて長い結晶形態をしているのに比較して、A タイプの水和によるエトリンガイトは、細くかつ短い。一方、C-S-H の結晶形態には違いは見られない。このことは、B タイプから生成するエトリンガイトは、凝結調整剤の添加によりその生成時期が調節され、ゆっくり生成するため、太くて長い結晶になるのに対して、A タイプのそれは、注水直後の早期に生成するため、細く短い結晶になってしまうものと考えられる。したがって、下地コンクリートへの成長力も小さく、エトリンガイトによるアンカー効果が小さくなるものと思われる。

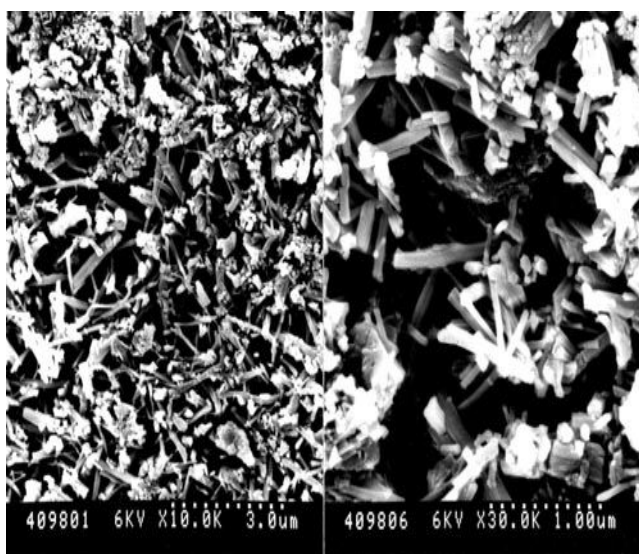


写真 6-6 セメントペーストの SEM 観察 (A タイプ)

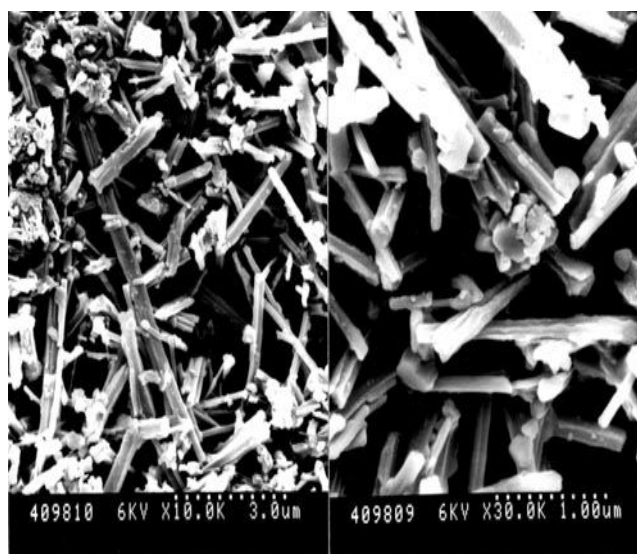


写真 6-7 セメントペーストの SEM 観察 (B タイプ)

6.5 まとめ

本章では、強度レベルの異なる下地コンクリートに対し、2種類の超速硬セメントを用いて、超速硬 SF コンクリートを混練後練置き時間を変えて打設し、下地コンクリートに対して超速硬 SF コンクリートの付着試験を行った。さらに、付着界面の分析、超速硬セメントの水和機構の解析を行い、超速硬 SF コンクリートの付着特性について考察した。

本章において得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 打継ぎコンクリートの強度が下地コンクリートの強度を超える場合は、下地コンクリートの圧縮強度が高ければ高いほど付着強度は高くなり、付着引張試験では下地コンクリートが破壊する。また、下地コンクリートの強度が打継ぎコンクリートの強度を超える場合は、付着強度は打継ぎコンクリートの強度に依存し、打継ぎコンクリートの圧縮強度が高ければ高いほど付着強度は高くなる。その場合の破壊モードは、打継ぎコンクリートと下地コンクリートの界面破壊かもしくは打継ぎコンクリートが破壊する。
- (2) 練置き時間なしの場合、打継ぎコンクリートと下地コンクリートの強度の違いにより、付着試験後の破断状態が異なる。すなわち、打継ぎコンクリートの強度が下地コンクリートよりも高ければ、下地コンクリートの材料破壊が起り、打継ぎコンクリートよりも下地コンクリートの強度が高ければ、界面破壊が起こる。
- (3) 超速硬セメントの、混練から打設までの練置き時間が長くなると、練置き時間に比例して付着強度が低下する場合がある。これは、超速硬 SF コンクリートのスランプの経時変化の大きさに対応する。すなわち、スランプの経時変化の少ない B タイプでは、練上がり直後と練置き時間 60 分後の付着強度に差は見られないが、練置き時間 30 分以降にスランプ低下の見られる A タイプは、練置き時間 60 分後で約 2 割の付着強度の低下が見られた。したがって、超速硬 SF コンクリートは、スランプが低下する前に打ち継ぐことが望ましい。
- (4) 下地コンクリートと打継ぎコンクリートとの打継ぎ界面の SEM 観察の結果から、練置き 60 分後のコンクリートにおいて、B タイプでは、下地コンクリート中の主な水和物である C-S-H と打継ぎコンクリートから水和成長したエトリンガイト結晶が絡み合い、エトリンガイト結晶による下地コンクリートに対するアンカー効果が見られる。A タイプでは、打継ぎ界面付近のエトリンガイト生成量はあるが、下地コンクリート内部への成長が認められない。
- (5) セメントペーストの水和過程の分析より、B タイプは、可使時間終了までエトリンガイトの生成が見られないのに対して、A タイプは、注水直後から急激な発熱反応があり、可使時間終了以前にエトリンガイトの顕著な生成が認められる。このエトリンガイトの生成が、スランプの経時変化および練置き時間 60 分後の付着強度低下に影響を及ぼしていると思われる。

以上、超速硬セメントの種類の違いによる付着強度発現メカニズムに関し、今までに得られた知見をここに示した。床版上面増厚工法は、緒についたばかりであり、不明な

点も山積みしている。今回は付着力に着目し、研究を行ったが、両者の超速硬セメントの強度発現メカニズムの特徴を活かした施工により、よりよい床版補強を構築する必要がある。

[第6章の参考文献]

- 1) 高速道路便覧'95年版，全国高速自動車国道建設協議会，1995.4
- 2) 名神高速道路橋梁老朽化対策検討報告書，日本道路公団名古屋管理局，1995.3
- 3) 上面増厚工法マニュアル：日本道路公団東京第一管理局，1995.3
- 4) 内田美生：超速硬セメントを用いたコンクリート構造物の補修補強工法の開発研究，1992.3，埼玉大学学位論文
- 5) 石井孝男，斎藤碩，野々田充，内田美生：超速硬セメントを用いた鋼橋コンクリート床版の上面増厚工法－増厚工法の急速・大規模施工法の構築とその適用例－，コンクリート構造物の補修工法に関するシンポジウム論文集，コンクリート工学協会，pp.69-76，1992.10
- 6) 大門正機，坂井悦郎，伊藤巧，二階堂泰之：超速硬セメントの初期水和におけるエトリングایت生成と微細構造，コンクリート工学年次論文報告集，日本コンクリート工学協会，Vol.17，No.1，pp.319-324，1995.
- 7) 例えば、小柳 洽：鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線，土木学会論文集，No.460，V-18，pp.57-64，1993.
- 8) 梅原秀哲，石神孝之，檜貝勇：増厚した鉄筋コンクリート床版の力学的挙動に関する研究，土木学会論文集，No.451，V-17，pp.88-98，1992.8
- 9) 樺山好幸，大友弘志，半田実，五味秀明：床版上面増厚工法に関する超速硬 SF コンクリート付着強度発現機構に関する研究，土木学会論文集，No.540/ -31，pp241-250，1996.6
- 10) 樺山好幸，大友弘志，半田 実，五味秀明：床版上面増厚工法に用いる鋼繊維補強超速硬コンクリートの付着強度発現機構に関する研究，日本学術会議材料研究連合講演会前刷集，vol.40，no.131，pp181-182，1996.9

第7章 RC床版補強工法におけるセメント系充填材の選定

7.1 はじめに

平成6年2月の道路橋示方書¹⁾の活荷重規定の改訂、B活荷重の採用に対応して、既設橋梁の補強工事が各地で実施されている²⁾。補強する部位・部材としては、主桁・横桁の主構造部材や床版が対象となっている。そのうち、鋼橋の鉄筋コンクリート床版の補強方法として実績の多いものに、床版増厚工法³⁾⁴⁾や鋼板接着工法⁵⁾がある。床版増厚工法では上面増厚工法が一般に用いられ、設計荷重および既設床版厚・桁間隔により構造が決定される⁶⁾。鋼板接着工法は、コンクリート部材の引張応力面にアンカーボルトで鋼板を取り付け、その鋼板とコンクリートの間隙に注入したエポキシ樹脂により両者間にせん断力の伝達を行わせ、既設コンクリートと鋼板の一体化を図り、荷重に抵抗するメカニズムとなっている。この鋼板接着工法のひとつとして、鋼板の厚みを増やすかわりに、リブを取り付けて鋼板の剛性を大幅に向上させた剛性補強鋼板による補強がある⁷⁾が、この補強を実施するにあたっては、既設床版と鋼板との一体化のための充填材の評価が必要となる。従来の鋼板接着工法に使用していた鋼板 ($t=4.5\text{mm}$ が標準) は、鋼板の変形によって既設床版の不陸にある程度なじんでいたため遊間は4~5mmとしていた。本章で対象とする剛性補強鋼板は、鋼板の剛性が高いため、床版下面の不陸を鋼板の変形で吸収することができない構造となる。そこで、出来形および計測結果から床版の不陸、施工余裕を考慮して、遊間量を20mmと設定して既設床版と鋼板との一体化のための充填材の選定を行うことにした。

充填材の選定にあたり、実績のある⁸⁾ エポキシ樹脂について事前に検討を行ったところ、これらの材料には以下のような問題があることがわかった。

- ① 収縮が大きく、それに伴う拘束ひびわれを生じやすい
- ② 不透水性であり、床版上面からの水の浸透に伴いコンクリートとの付着力に将来的に問題を生じる可能性がある
- ③ 硬化発熱があり、厚みが大となると温度変化によるひびわれを生じる
- ④ 施工費が非常に高くなる

上記に示した理由から、エポキシ樹脂の使用を断念し、セメント系材料を用いた充填材を対象として検討することにした。

セメント系材料は、上述した利用形態での充填材としての実績が少ないことから、今まで実施・評価された既存の試験の方法と結果⁹⁾を踏まえ、最初に各種材料を用いた室内試験を実施し、実験室レベルでその基礎的物性値や施工性などについて評価した。その後、実物大供試体による注入実験を行って、セメント系充填材の施工性および付着力を評価した。

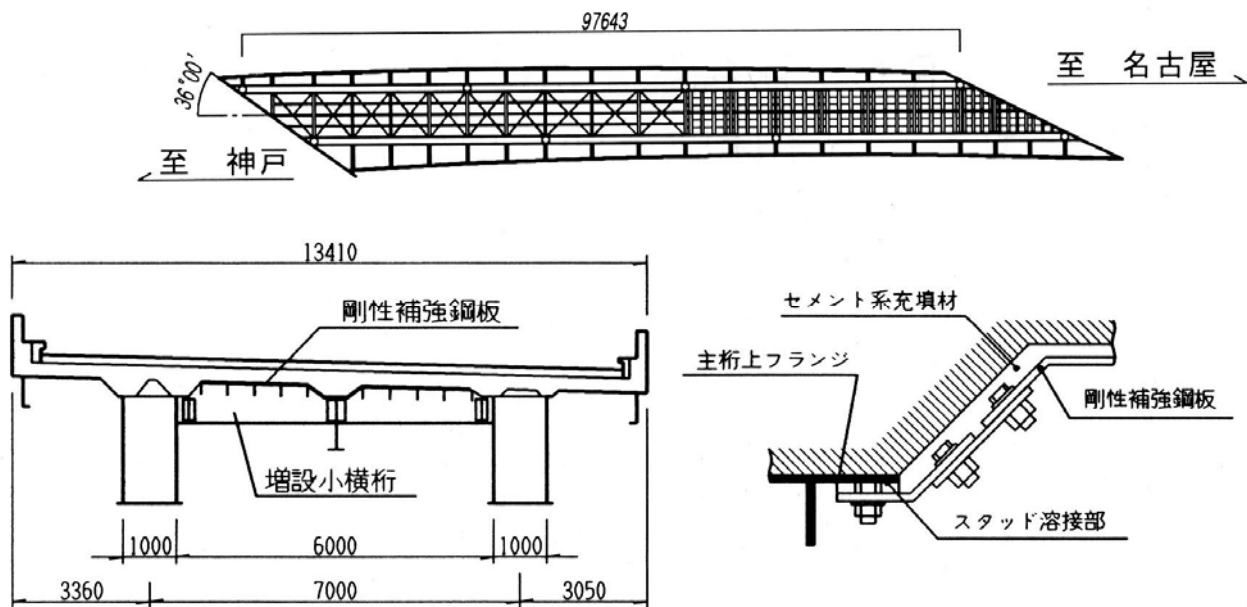


図 7-1 橋梁と剛性補強鋼板の構造概要 (単位：mm)

7.2 セメント系充填材の要求性能

セメント系充填材の注入を行う橋梁の断面と、剛性補強鋼板の構造概要を、図 7-1 に示す。

補強構造は、既設の横桁間を 4～5 分割し、その分割点には小さな断面の横桁を設けている。そして、その間の床版にプレキャストパネルの剛性補強鋼板を設置する構造となっている。剛性補強鋼板のリブは橋軸方向に連続しているが、鋼板は連続していない。そして、鋼板は、図 7-1 に示すようにハンチ部まで打ち降ろすとともに、主桁の上フランジ下面にスタッドボルトを打ち、そのスタッドボルトと連結する構造となっている。補強工事の対象となる橋梁は、昭和 30 年代に建設されたものであり、現行の道路橋示方書で照査すると耐荷力が大幅に不足している⁸⁾。そこで、現行示方書に基づく荷重条件によって必要床版厚を求めるとともに、既設床版の出来形の調査結果および施工余裕を考慮して、既設床版と剛性補強鋼板の遊間量を 20mm に設定した。また、床版の必要強度およびリブの溶接施工性から鋼板厚は 9mm とし、充填材との付着力を大きくするため内面を縞鋼板としている。剛性補強鋼板による補強構造は、既設床版との遊間に充填した充填材を床版と見なして考えることから、従来の充填材とは異なり強度を必要とする。この強度については、床版のコンクリート強度（建設時の設計強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 以上であること、日本道路公団構造物施工管理要領無収縮モルタル¹⁰⁾に規定された強度（圧縮強度は、材令 3 日で 25N/mm^2 以上、材令 28 日で 45N/mm^2 以上でなければならない）に適合していることを基本として設定した。また、剛性補強鋼板と充填材が付着し一体化することが、この補強工法の重要な事項である。そこで、剛性補強鋼板と充填材の必要付着せん断力については、床版の曲げモーメントによって生じるせん断力を有限要素法によって求め（ $=0.74\text{N/mm}^2$ ）、この値に安全率を 3 として $=2.45\text{N/mm}^2$ を目標設計付着せん断力と設定している。さらに、引張強度や静弾性係数につ

いては、床版コンクリートと同等以上が望ましい。それ以外の条件も含めて、必要と判断した要求性能を、表 7-1 に示す。なお、この要求性能を一部満足しないからといって充填材として不適な材料とはせず、各項目毎に得点付けを行い、総合的に判断することにした。

表 7-1 セメント系充填材の要求性能

対象	要求性能
構造上	床版コンクリートと同等以上の材料特性が必要である。 剛性補強鋼板と付着し、一体化する必要がある
充填材	収縮がなく、膨張が少ないこと ブリーディング、材料分離がないこと。
施工性	流動性・凝結時間・可使時間が適切であること。

7.3 実験概要

セメント系の充填材の選定にあたり、採用実績があり、かつ表 7-1 に示す要求性能を満足するものを用いた。材料の特性については、各メーカーからの提出資料に基づいてまとめるとともに、その材料の基本的特性をチェックする意味で充填性および接着性を主な着目点として各種実験を実施した。

7.3.1 実験のフローチャート

実験は、3 段階に分けて実施した。フローチャートを、図 7-2 に示す

7.3.2 試験の内容と目的

各実験段階で実施した試験の内容と目的を、表 7-2 に示す。

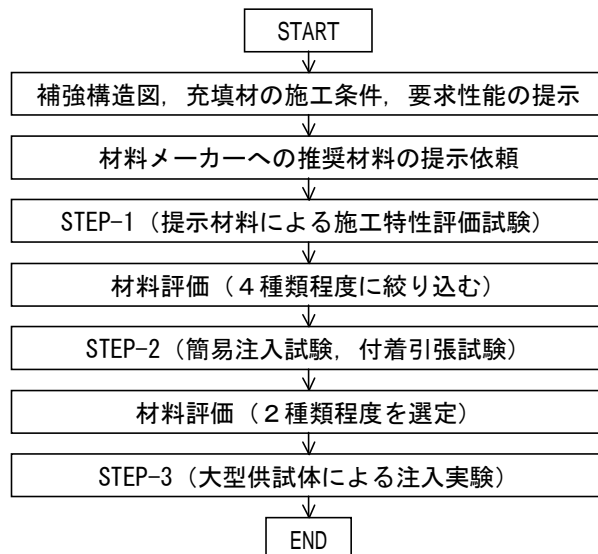


表 7-2 試験の内容と目的

実験段階	対象	試験名	試験の内容と目的
STEP-1	構造上	同質性試験	圧縮／曲げ強度・弾性係数
		透水性試験	減水量
		付着せん断強度試験	付着引張強度／せん断強度
	充填材	界面性能試験	ブリーディング率、膨張収縮率
	施工性	流動性試験	J ₁₄ ロート流下時間・粘度
		硬化特性試験	凝結時間
STEP-2	施工性	振動下での硬化特性試験	注入性の確認 付着引張強度の変化
STEP-3	施工性	実物大供試体での施工性確認試験	実施にむけての最終確認

図 7-2 実験のフローチャート

7.3.3 実験に用いた充填材料

充填材の一覧表を、表 7-3 に示す。材料は、大きく分けてセメント系無収縮グラウト材とポリマー（エポキシ系、アクリル系）セメント系プレパックドコンクリート結合材に分かれる。

表 7-3 セメント系充填材の一覧表

記号	主な用途	ポリマーの種別
[A]	セメント系無収縮グラウト材	
[B]	セメント系無収縮グラウト材(ポリマー添加)	SBR系(スチレン-ブタジエン共重合体)
[C]	セメント系無収縮グラウト材(ポリマー添加)	EVA系(変性酢酸ビニル-エチレン共重合体)
[D]	セメント系無収縮グラウト材	
[E]	ポリマーセメント系スラリーひび割れ注入材	アクリル系
[F]	ポリマーセメント系プレパックドコンクリート結合材	エポキシ系
[G]	ポリマーセメント系プレパックドコンクリート結合材	アクリル系
付着引張試験・付着せん断試験にあたり、材料メーカーから指定がある場合はメーカー推奨のプライマを使用した(プライマ使用材料:[B] [C] [G]) 材料については、骨材粒度調整を実施		

7.3.4 実験方法 (STEP-1)

STEP-1 は、表 7-1 に示した充填材の要求性能について、材料特性の把握および付着性能の確認をおもな目的として実施し、STEP-2 に向けて材料を 4 種類程度に絞るものとした。

(1) 同質性試験

床版コンクリートと硬化した充填材の静弾性係数が大幅に異なると、その層間で変形差が生じる。また剛性補強鋼板による補強構造では、充填材を床版の一部とみなしていることから、充填材は床版コンクリートと同等以上の材料特性を持つことが要求性能のひとつである。そこで、セメント系充填材の圧縮強度・曲げ強度、静弾性係数の測定を行った。同質性試験は、JIS-A-1108、1106 に基づき実施した。

(2) 透水性試験

床版の損傷は、水がない状況では、あまり損傷は進まず水の存在により加速度的に進むと考えられている¹¹⁾。そのため、最近では床版上面に防水層を設けることが多い。しかし、交通実態からやむを得ず供用しながら施工する防水層は、施工時の時間的制約から生じる仕上がりの悪さや施工時の損傷、劣化を生じるため、床版上面からの水の侵入を完全には防ぐことができない。よって、この侵入水が既設床版と充填材の間に溜まらないことが望ましいと考え、充填材にコンクリートと同程度の透水性があることを求めた。また、浸透した水は速やかに除去されるのが望ましいため、鋼板には水抜き穴を設置した。なお、コンクリートの透水係数を実験的に求めることは困難である¹²⁾ため、実験は、道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料¹³⁾の透水性試験によって実施した。

(3) 付着引張強度試験

付着引張強度試験は、図 7-3(a)(b)に示す供試体を作成し、充填材と対コンクリート面、対鋼板面との付着引張強度を測定した。付着引張強度は、40mm × 40mm の大きさに成形した供試体と同じ大きさを持つ引張金具(図 7-3(c))をエポキシ樹脂系接着剤にて張り付け、その引張金具を建研式接着剤試験機により引張り、その最大荷重および破断状況を観察することにより求めた。また、付着引張強度試験は、供試体材令 3 日、7 日、28 日時点で実施した。

対コンクリート面の供試体は、床版下面への充填による施工であることを考慮して、上面がコンクリート板、下面が化粧合板、その間隙が 20mm となるように外枠を作製し、充填材

を注入した。なお、供試体は、材令 2 日で脱型した。また、対鋼板面の供試体は、幅 20mm × 厚さ 10mm のプラスチック板で作製した型枠（内径 40mm × 40mm）を、グリッドブラスト処理後、プライマを塗布した縞鋼板面に固定し、その中に充填材を充填して作成した。

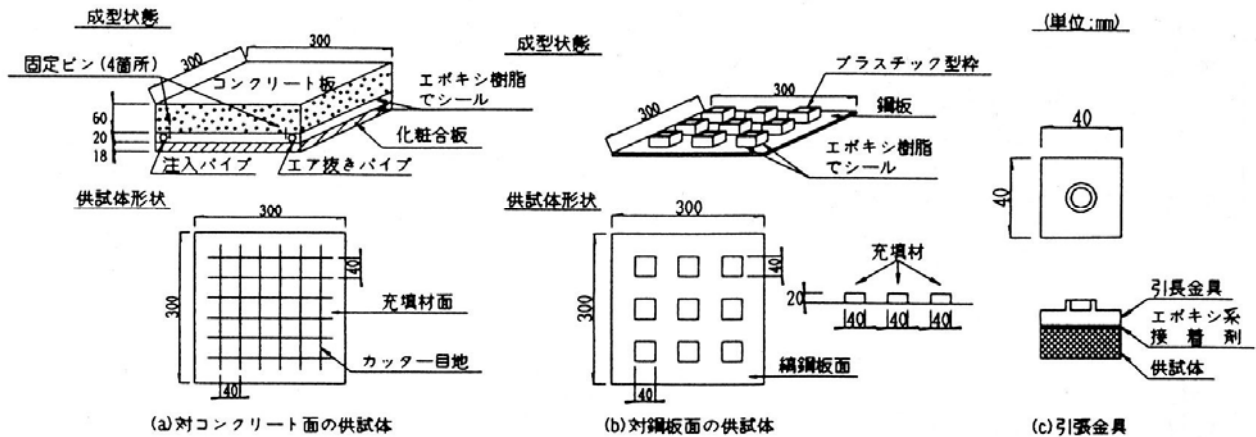


図 7-3 付着引張強度試験の供試体

(4) 付着せん断強度試験

付着せん断強度試験は、接着剤の圧縮せん断強さ試験方法 (JIS-K-6852) により、供試体材令 3 日、7 日、28 日時点で実施した。供試体は、図 7-4 に示す 3 種類（タイプⅠ～Ⅲ）を作成した。なお、供試体は、コンクリート（幅 60mm のコンクリート板を縦 80mm × 横 80mm に切断して作成）、鋼板（ $t=12\text{mm}$ の片面縞鋼板に $t=22\text{mm}$ の鋼板を接着した後に、縦 80mm × 横 80mm に切断して作成）に、幅 60mm × 厚さ 10mm のプラスチック板で作製した型枠（内寸 80mm × 80mm）を固定し、その中に充填材を充填して作成した。

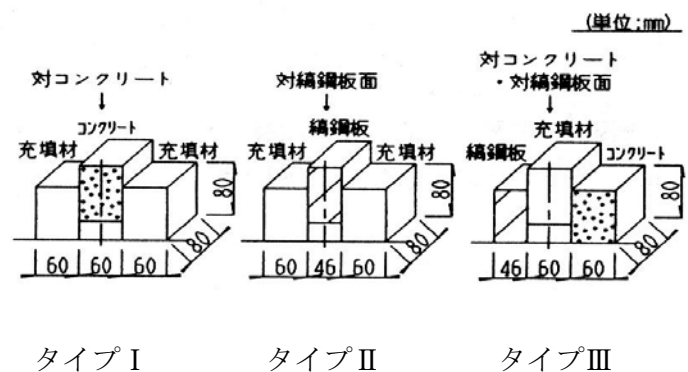


図 7-4 付着せん断強度試験の供試体

(5) 界面性能試験

充填性および付着力に影響を与える上面の性状としてブリーディング率、膨張収縮率の測定を行った。界面性能試験は、日本道路公団無収縮モルタル品質管理試験方法 (JHS-312) により実施した。また、膨張収縮率については、供試体上面に取り付けた距離測定用光センサーを用いて、供試体作成後 24 時間迄の経時的な膨張収縮状態を把握する試験も実施した。

(6) 流動性試験

充填材の流動性を把握するため、JHS-312 に規定されたコンシステンシ試験方法により J_{14} ロート流下時間を、また、接着剤の一般試験方法 (JIS-K-6833) に定められた BM 型粘度計により粘度を測定した。測定は、施工条件をふまえ練り上がり直後、30 分後、60 分後に行

い、設定温度（5℃、20℃、35℃）での流動性について確認した。

(7) 硬化特性試験

充填材の硬化特性を把握するため、JHS-312 に規定された凝結時間試験方法により始発時間、終結時間の測定を実施した。

7.3.5 実験方法 (STEP-2)

STEP-2 では施工が供用下で実施されるため、振動下での注入の進展状態の確認、および振動状態で硬化した場合と無振動下で硬化した場合の付着引張強度の違いを把握することを目的として簡易供試体を用いた注入実験を行い、STEP-3 にむけて充填材を 2 種類に絞るものとした。実験の条件としては、橋梁の床版の振動数を既存計測例等において卓越している 33Hz¹⁵⁾、全振幅 0.1mm とし、無振

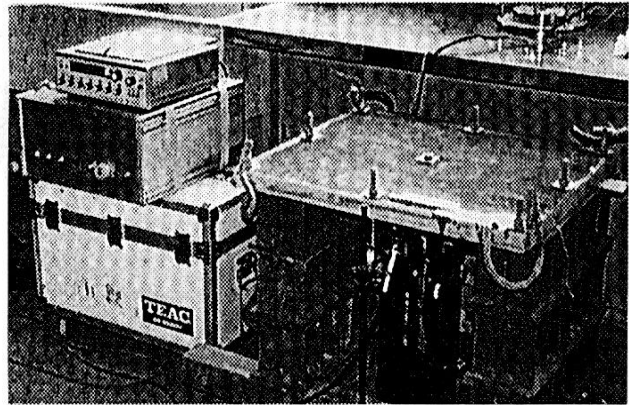


写真 7-1 STEP-2 の測定状況

動状態で注入したものとの比較を行った。STEP-2 の注入状況を、写真 7-1 に示す。簡易供試体としては、充填材の下面に鋼板、上面は注入の進展状態を確認するためにアクリル板を使用した。なお、測定時の気温は 23℃であった。

7.3.6 実験方法 (STEP-3)

STEP-3 では、STEP-2 で選定した充填材について、施工性、強度特性、硬化状態の確認を行うことを目的として大型の供試体による注入作業を行い、ひとつの充填材に絞り込んだ。また、最終的に、実寸大供試体での注入を行い、施工上の問題点の確認を行った。実験は、下記に示す 3 種類の供試体とし、実際の施工条件に極力合わせて実施した。

- ① 大型供試体 (0.9m × 3.6m × 0.02m)
- ② ハンチ部供試体 (1.0m × 1.0m、h=0.2m)
- ③ 実寸大供試体 (3.0m × 3.5m × 0.02m)

7.4 実験結果

7.4.1 STEP-1

各試験によって得られた結果を以下に述べる。

(1) 同質性試験

同質性試験の測定結果を、図 7-5、図 7-6、表 7-4 に示す。施工管理要領に規定された圧縮強度の規定は、材令 3 日で 25N/mm² 以上、材令 28 日で 45N/mm² 以上であり、ポリマー系材料[E][F]はこれを満足していなかった。また、曲げ強度に関しては、コンクリートとの一体性を考慮して、コンクリート標準示方書¹⁶⁾の $f_{bk}=0.9f_{ck}^{2/3}$ を適用し、28 日強度で 53N/mm² 以上であることを基準としたが、これはすべての材料が満足していた。静弾性係数は、床版

コンクリートの $E_c=2.5\text{kN/mm}^2$ ¹⁶⁾を標準として±25%以内にあれば良としたが、圧縮強度の低かった[E][F]はこれより低く、特に[F]は 1/2 程度であった。したがって、この[E][F]以外の材料については、床版コンクリートとの同質性に対する要求性能を満足していると判断した。

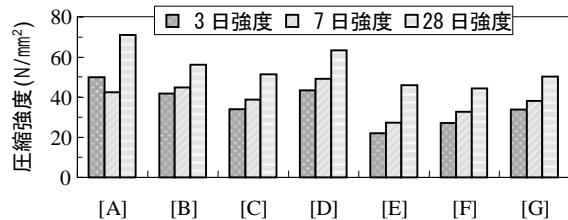


図 7-5 同質性の測定結果（圧縮強度）

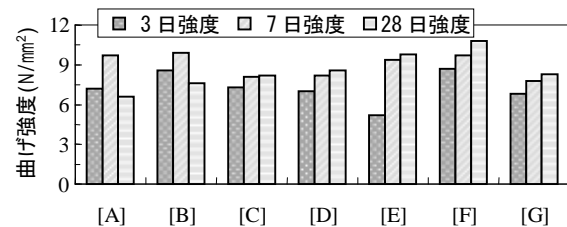


図 7-6 同質性の測定結果（曲げ強度）

表 7-4 同質性の測定結果（静弾性係数）

材 令	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
28 日 強 度	2.66	2.19	1.94	2.65	1.64	1.11	1.92

(単位：kN/mm²)

(2) 透水性試験

透水性の規定は、道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料の防水層品質基準の目安としての「減水量 0.5ml 以下」と建設省土木研究所で行われたコンクリート床版の減水量「0.95ml」を参考として、このコンクリート床版の減水量の±50%以内にあるものを良とした。透水性試験として実施した防水性試験の結果を、表 7-5 に示す。透水性は、ポリマー系充填材は、ほぼこの規定を満足していたが、セメント系充填材はポリマー系充填材の 50% 以下の低い値を示した。すなわち、セメント系充填材は透水性が低いため、今回のような充填構造でセメント系材料を採用する場合は、材料自体の透水性に着目した水抜き等の措置を講ずる必要がある。

表 7-5 透水性の測定結果

(単位：ml)

材 令	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
28 日 試 験 体	0.25	0.15	0.25	0.20	0.85	0.50	0.90

(3) 付着引張強度試験

付着引張強度は、日本道路公団構造物施工管理要領断面修復材¹⁷⁾に規定されている 28 日強度で 1.5N/mm² 以上を基準とした。測定結果を表 7-6 に示す。対コンクリート面の付着引張強度試験では、[B]は充填後の材料収縮により、[E]はエアが上部に残留したため、コンクリート面への付着がなかった。また、セメント系の[A][D]とプライマを塗布したセメント系の[C]、ポリマーセメント系の[G]は、1.5N/mm² 以上の付着引張強度を示した。対鋼板面との付着引張強度試験では、プライマ塗布の影響が顕著に現れた。つまり、プライマを塗布した[B][C][G]は 1.5N/mm² 以上の強度が生じたが、無塗布の[A][D][E][F]は界面で破壊し、[A][D][E]においては、その付着引張強度は 1.0N/mm² 以下であった。また、材令による付着

引張強度の伸びも認められなかった。

表 7-6 付着引張強度試験の測定結果

(単位: N/mm²)

材令	コンクリートとの付着引張強度							縞鋼板との付着引張強度						
	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
3日強度	1.67	*	1.45	1.73	*	0.97	1.57	0.82	1.09	1.87	0.66	0.51	1.45	0.80
7日強度	1.59	*	1.86	2.16	*	1.14	1.77	0.83	2.09	2.74	0.59	0.29	2.01	2.02
28日強度	2.04	*	1.55	2.17	*	0.58	2.53	0.78	2.25	3.06	0.54	0.16	1.57	2.73

* 印は、面との接着がなかった事を示す。

(4) 付着せん断強度試験

付着せん断強度試験の状況を写真 7-2、供試体のタイプ別の形状を図 7-4、測定結果を表 7-7 に示す。

供試体タイプ I は、コンクリートと充填材の付着せん断強度を求めたものである。ポリマー系材料[F][G]、セメント系材料[B]では、写真 7-3 に示したようなコンクリートの破壊が多く生じていること、28 日強度で 2.5N/mm² 以上生じていることからコンクリートとの付着せん断強度は大きいと考えられる。充填材[D]は界面破壊が多いが、付着せん断強度はほぼ目標値を満足していると考えられる。したがって、コンクリートの付着せん断強度については、一定の傾向を示していない充填材[C]と強度的に目標値を下回っている充填材[A]を除くと、ほぼ要求性能を満足した。

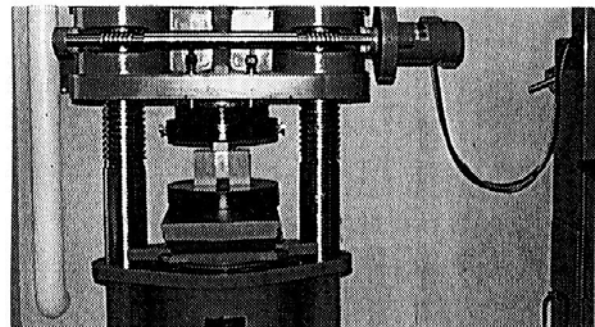


写真 7-2 付着せん断強度試験の状況

表 7-7 付着せん断強度試験の結果

試験項目	材令	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
対コンクリート面 (供試体タイプ I)	3日	2.2 界) 9/1	2.8 界) 10	2.9 ▲	3.2 界) 6/4	1.7 ▲	3.4 ▲	2.5 ▲
	7日	2.2 界) 5/5	3.7 ▲	1.0 界) 10	3.6 界) 8/2	3.1 界) 2/8	4.8 ▲	3.0 ▲
	28日	2.1 界) 9/1	4.3 ▲	1.6 界) 7/3	2.4 ▲	3.1 界) 7/3	4.7 ▲	2.5 ▲
対縞鋼板面 (供試体タイプ II)	3日	3.7 両) 付大	1.7 両) 付中	2.5 片) 付中	1.5 両) 付大	1.7 両) 付小	1.0 片) 付小	2.5 両) 付中
	7日	2.4 両) 付大	2.3 ▲	2.5 両) 付中	2.1 両) 付大	1.3 両) 付中	1.3 両) 付中	2.1 両) 付大
	28日	4.7 両) 付大	4.9 両) 付大	3.5 両) 付大	5.3 両) 付大	3.5 両) 付大	2.4 両) 付大	4.4 両) 付大
対コンクリート面 対縞鋼板面 (供試体タイプ III)	3日	1.1 コ) 5/5	2.1 コ) 10	2.7 鋼) 付大	1.4 鋼) 付大	1.7 鋼) 付大	3.3 ▲	2.7 コ) 8/2
	7日	1.9 鋼) 付大	2.5 ▲	1.5 コ) 5/5	2.5 鋼) 付小	1.6 鋼) 付大	3.0 鋼) 付大	2.6 鋼) 付大
	28日	5.7 鋼) 付小	4.0 コ) 9/1	4.4 鋼) 付大	3.6 鋼) 付大	0.9 鋼) 付小	5.2 鋼) 付大	3.5 鋼) 付大

注: 1. 付着せん断強度は、2面接着として算出した。

2. 上記の表中のデータは、「左側:付着せん断強度(N/mm²)、右側:破断位置および破断状況」を示す。

3. 破断位置および破断状況の摘要を以下に示す。

【例1】 界) 9/1は界面破壊90%、材料破壊:10%であることを示す。

【例2】 ▲は、材料が破壊したことを示す。

【例3】 両) 縞鋼板の両側の凸部に付着していたことを示す。片) 片側の凸部に付着していたことを示す。

【例4】 「付大、付中、付小」はそれぞれ、縞鋼板の凸部に付着した充填材の大きさの程度「大、中、小」を示す。

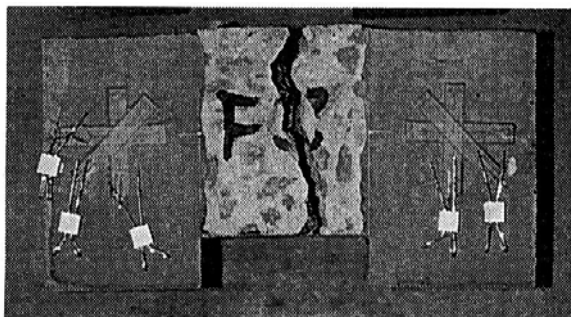


写真 7-3 付着せん断強度試験
対コンクリート面の破壊状況

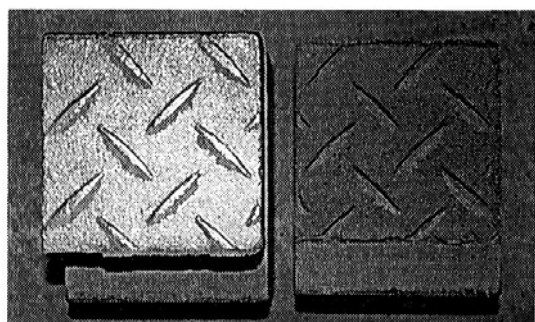


写真 7-4 付着せん断強度試験
対縞鋼板面の破壊状況



写真 7-5 付着せん断強度試験
対コンクリート面・対縞鋼板面の破壊状況

供試体タイプⅡは、縞鋼板と充填材の付着せん断強度を求めたものである。一部に台座となる充填材が破壊したものがあがるが、大半が写真 7-4 に示すように縞鋼板の凹凸に抵抗したコンクリート界面で破壊している。また、付着引張強度試験の場合のように、プライマの塗布による違いは認められないこと、静弾性係数の大きさとほぼ比例関係にあることから、充填材と鋼板面の付着力だけでなく、縞鋼板の凹凸に抵抗することで付着せん断強度が発生していることがわかる。また、付着せん断強度は、充填材[F]を除いた材料は 28 日強度で $3.53 \sim 5.29 \text{ N/mm}^2$ の範囲にあり、要求性能を満足している。

供試体タイプⅢは、実際の施工断面を想定した縞鋼板とコンクリートに挟まれた状態での付着せん断強度を求めたものである（写真 7-5）。28 日強度で目標値の 2.5 N/mm^2 に達していないのは充填材[E]、コンクリートの界面で破断したのは充填材[B]である。その他の充填材はすべて鋼板面で破断しており、その付着せん断強度も $3.53 \sim 5.68 \text{ N/mm}^2$ の範囲にあった。

上記に示した 3 種類の供試体の測定結果で、すべての供試体で目標値の付着せん断強度を上回ったのは、充填材[B][G]である。しかし、供試体タイプⅢで大幅に目標値を下回っている充填材[E]を除くと、付着せん断強度は目標値の 90%以上を示していることから、付着せん断強度については、充填材[E]を除くすべての材料についてほぼ良好な結果が得られていると考えられる。

(5) 界面性能試験

実際の施工での充填時において、ブリーディングが生じると付着性能に影響するため、ブリーディングを生じさせない必要がある。また、同様に、収縮が無いことも界面性能として

必要である。

界面性能試験の結果のうち、ブリーディング率の測定結果を、表 7-8 に示す。ブリーディング率は、全材料とも 0%であり、ブリーディングを生じず良好であった。また、表 7-9 に示した JHS-312 の膨張収縮率試験の測定結果では、充填材[B][F]が収縮、他の材料は膨張を示していた。この膨張収縮率の充填後 24 時間までの変動状況を、光学式変位計によって測定した結果を示したのが、図 7-7 である。充填材[B]は、充填直後には膨張を示すものの、充填後 1 時間経過した以後は収縮している。また、充填材[F]は、充填直後から収縮を示していることがわかる。また、充填材[A]は、膨張・収縮の差が少なく、安定した膨張率を示した。それ以外の充填材は、初期膨張が発生し、安定した膨張状態までの膨張率に差が生じた。膨張収縮率の結果では、セメント系材料、ポリマー系材料の双方に収縮が生じていることから、収縮は個々の材料特性、特に膨張材（例えば、CSA 系）の添加量等の影響を大きく受けるものと考えられる。

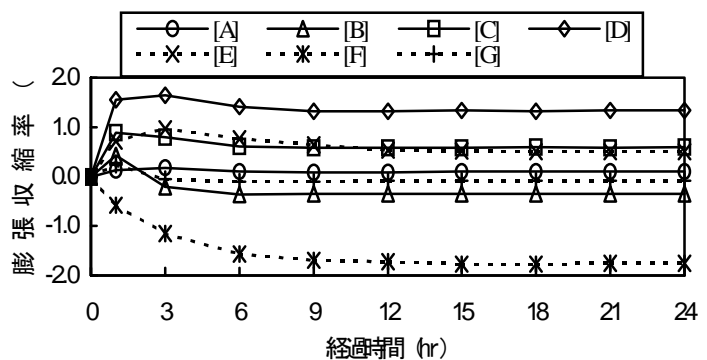


図 7-7 界面性能の測定結果
(膨張収縮率、光学式変位計使用)

今回は、充填材の界面性能試験の結果から、ブリーディングについては全材料とも条件を満足するが、膨張収縮率で[B][F]は不適であると考えた。

表 7-8 界面性能の測定結果（ブリーディング率）

評価項目	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
ブリーディング率	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表 7-9 界面性能の測定結果（膨張収縮率、JHS-312）

経過時間	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
2 時間後 (%)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1 日後 (%)	0.075	-0.535	0.671	1.383	0.575	-1.310	0.065
7 日後 (%)	0.075	-0.535	0.671	1.383	0.575	-1.310	0.065

(6) 流動性試験

流動性試験のうち、J₁₄ ロート流下時間では、施工時間の実状を考慮して 60 分後の流下時間の低下が少ないものを良として判断した。J₁₄ ロート流下時間の測定結果を、図 7-8 に示す。材料[A][C]以外は時間経過によるフローダウンが少なく、フレッシュ性状も良好であった。

次に、ロート流下時間の温度による変化を、図 7-9 に示す。この実験では、規定温度に設定した恒温室に材料を保持した後に、その場で材料の混合を行った。

この結果から、[E] [F]の充填材以外は、温度による流動性の変化が生じるため、施工時に材料自体および水の温度管理が必要となることがわかった。

また、粘度の測定結果（表 7-10）から、充填材[E]は他の材料と比較して粘度が大幅に低い材料特性となっている。これは、[E]がひび割れ注入をおもな目的として開発された材料で

あるためであると考えられる。また、[A]は、他の材料と比較して、粘度が高い材料特性であることがわかった。充填材の注入施工時における適切な粘度の程度は、注入機の性能にも影響を受けるため、一概にその性能を定めることはできない。しかし、充填材の施工時の状況を考えると、充填材が低粘度であるとエアの巻き込み、漏れが生じ、高粘度であると注入圧力の上昇によって漏れ止めのためのシールの破損が生じる。ここで、充填材[E]は流動性・粘度の実験時の観察結果で、注入機の圧力無しの時でも注入が可能な材料であると判断されることから、注入時のエアの巻き込みが生じるものと考えられ、今回の充填構造での注入には不適であると判断された。

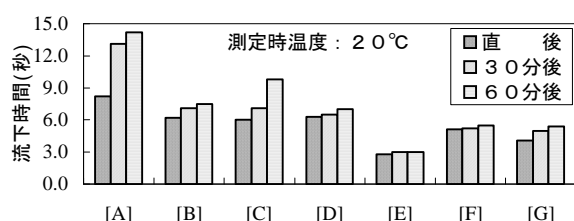


図 7-8 流動性の測定結果
(J₁₄ ロート流下時間)

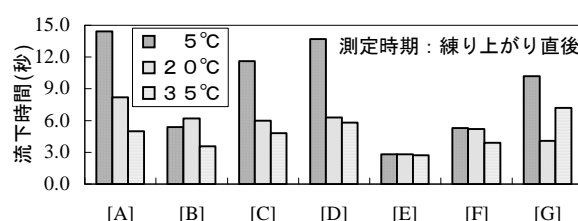


図 7-9 流動性の測定結果
(温度変化による J₁₄ ロート流下時間の相違)

表 7-10 流動性の測定結果 (粘度) (単位 : c.P)

経過時間	[A]	[B]	[C]	[D]	[E]	[F]	[G]
直 後	8,000	3,250	1,660	3,400	320	3,450	3,200
30分後	9,200	3,500	4,350	6,300	280	4,300	6,950
60分後	14,000	4,500	7,400	7,000	280	4,700	7,500

(7) 硬化特性試験

凝結時間が長いと他の作業と並行しながら工程を進める上で様々な問題が生じる。一方、凝結時間が短いと可使時間が短くなるため施工性が悪くなる。また、実際の施工は、秋季のように一日の気温差の変化が大きい時期に施工されることもある。そのため、充填材の凝結時間の感温性が高いと充填後の温度管理が必要になる場合がある。そこで、充填後の保持温度を変化させて、練混ぜから凝結始発、終結までの時間の確認を行った。硬化特性試験の結果を、図 7-10 に示す。

5°C時の充填材[E][F]の凝結始発時間は、長く24時間を越えており、[B][C]も18時間を越えている。一方、材料[A][D][G]は、各設定温度において12時間以内に凝結始発が生じ、終結も24時間以内に終了していることから変動の少ない凝結時間を示している。

硬化特性では、ポリマー系、セメント系で大きな差異は認められなかった。また、注入時

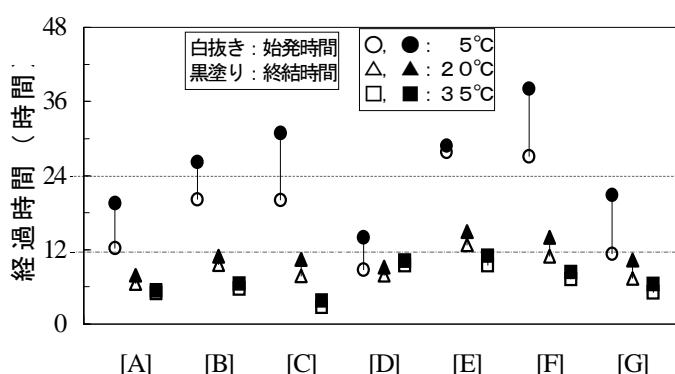


図 7-10 硬化特性の測定結果

の温度については、20℃では 24 時間以内に終結が終了していること、JHS-312 に示された「凝結始発から終結までの時間が 10 時間以内でなければならない」という規定はすべての材料が満足していることから、冬季のように 5℃程度の低い温度が連続した場合には凝結始発時間が遅くなるため、充填材の注入施工時に対処方法を検討する必要があるが、通常の施工時においては、ほぼ問題はないと考えられる。

(8) STEP-1 の試験結果のまとめ

STEP-1 の試験で得られた結果をもとに比較検討して、充填材の特性を評価した。そのなかで、界面性能試験の膨張収縮率試験で収縮することが判明した充填材[B][F]、流動性試験の粘度特性試験結果から、施工の注入時にエアが巻き込むことにより付着力の低下が懸念される充填材[E]については、今回の補強構造では充填材として不適であると考え採用を見送った。そこで、充填材[A][C][D][G]の 4 種類の材料を選択して、STEP-2 の試験を行った。

7.4.2 STEP-2

振動下、無振動下で注入を行った簡易供試体の対鋼板面の付着引張強度を測定した結果を、表 7-11 に示す。充填材[A][D]は、STEP-1 での縞鋼板との付着引張強度試験の結果と同様に、付着引張強度が低く 1.5N/mm² 以下となった。また、充填材[C][G]は、いずれも 1.5N/mm² 以上の付着引張強度を示した。この充填材[C][G]の振動下と無振動下で注入した簡易供試体の付着引張強度に差は認められなかった。このことから、実際の施工時に生じる振動は、充填材の付着引張強度には大きな影響を与えないものと考えられる。

つぎに、簡易供試体への注入状況および硬化モルタルの上面の状況についてまとめたものを表 7-12 に、その状況を写真 7-6 に示す。

充填材[A]は、STEP-1 で実施した粘度の測定結果で 8,000～14,000c.P の値となっており、他の充填材と比較して粘度が高い。この充填材[A]を注入すると、空隙の上下面に接触しながらの圧入状態となり、高い注入圧で施工を行う必要があった。したがって、[A]程度の粘度がある場合は、広い面積の充填では施工上問題があり、流動性の改善が必要である。充填材[C][D][G]の注入は、下面の充填が先行し、一様に上面に達しながら閉塞する形となっていることから、粘度および充填状況は良好であったと考えられる。しかし、充填材[D]の硬化後のモルタル上面には、連続したエアの跡が認められる。この上面に出たエア跡は、振動下・無振動下とも同程度生じていることから、充填材の特性と考えられる。

上記に示した STEP-2 の実験結果より、付着引張強度試験および注入状況とも良好なデータを示した 2 つの充填材[C][G]を選定して、STEP-3 を実施することにした。

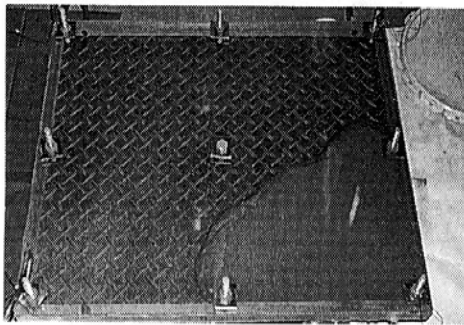
表 7-11 付着引張強度 (STEP-2) (単位 : N/mm²)

試験状況	材令	[A]	[C]	[D]	[G]
無振動下の硬化確認	7日強度	1.05	2.03	0.63	2.48
	28日強度	0.54	1.90	—	1.74
振動下の硬化確認	7日強度	0.95	2.36	0.49	1.82
	28日強度	0.35	2.52	—	1.51

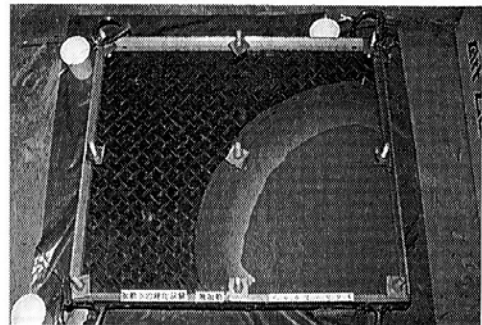
(表中の—は、付着のなかったことを示す。)

表 7-12 注入試験の結果および評価

試験材料	注入状況および硬化モルタルの上面状況	評価
[A]	高粘度である。エアの巻き込みは少ないが大面積での注入では流動性に問題がある。硬化モルタル上面は材料分離は認められないが流動抵抗によるものか注入方向に縞模様が認められる。	△ 流動性の改善が必要である
[C]	充填材は下面が先行し上面に達しながら閉塞する注入となる。エアの巻き込みは隅角部で認められるが、エア抜きを設置で問題はない。大面積での注入も問題はない。	○
[D]	注入状況は[C]とほぼ同様である。硬化モルタル上面は細いエア跡が出ている。上面に出た細いエア跡は無振動下・振動下とも同程度である。	○ 膨張剤の影響と考えられるエアが多い
[G]	注入状況は[C]とほぼ同様である。硬化モルタル上面はわずかではあるが細いエア跡がでている。	○



高粘度材料（充填材[A]）



低粘度材料（充填材[C][D][G]）

写真 7-6 充填状況

表 7-13 注入時の材料条件

施工条件	測定項目		[C]	[G]
作業環境	気温・湿度		気温：32℃	湿度：63%
材料物性	材料温度	粉体材料	28℃	30℃
		水	26℃	28℃
	材料配合	粉体材料	25.0kg	20.0kg
		エマルジョン	－	1.2kg
		水	5.0kg	3.6kg
	モルタル物性	J ロート値	5.6秒	5.8秒
練り上がり温度		35℃	34℃	
施工機械	吐出形式		スクィーズ式	スネーク式
	能力		11.5l/分	5.5l/分

7.4.3 STEP-3

STEP-3 は、おもに施工性に着目して実験を実施した。注入時の材料条件を、表 7-13 に示す。

図 7-11(a)に示す大型供試体（写真 7-7）での注入状況は、[C]は底部の縞鋼板面に充填材が先行し順次天端の亚克力板に充填、エマルジョン跡の波紋を残しながら充填完了に至った。[C]には細かなエアの巻き込みがあり、充填部での残留とエア抜きパイプより流出する充填材への混入も確認された。[G]は、J14 ロー

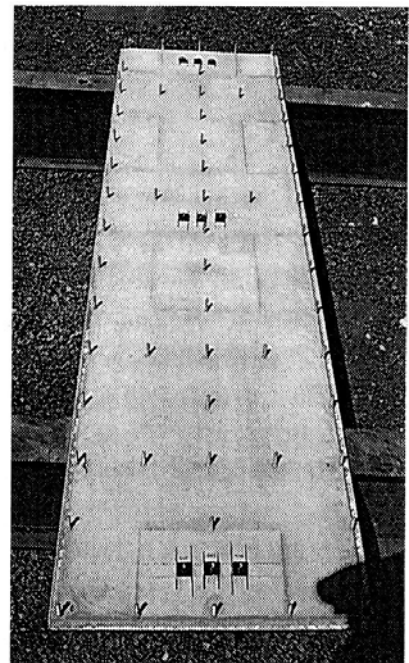
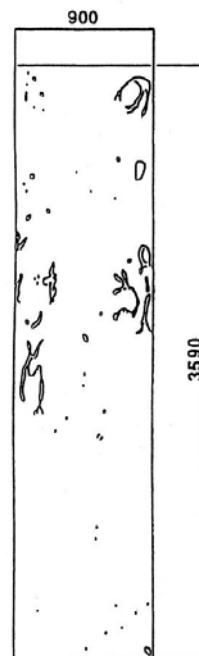


写真 7-7 大型供試体 充填状況



写真 7-8 ハンチ部供試体 充填状況

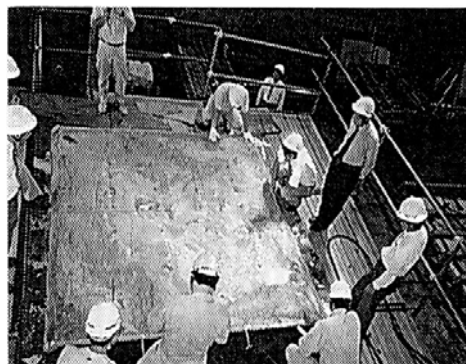


写真 7-9 実寸大供試体 充填状況

ト値では[C]と大差ない値を示していたが、練上がり温度、注入ポンプの機種などの影響でフロー損失が大きくなり、注入直後の状態から充填材が流動性を失っていた。そのため、充填は 20mm の間隙の上下板に接触しながらの充填完了となった。

ハンチ部供試体（図 7-11(b)、写真 7-8）においても、大型供試体とほぼ同様の状態での施工となった。充填材[G]は、大型供試体の場合と同様の理由により、セルフレベリング性がない状態で、注入圧が上がらない場合でもアクリル板が押し上げられ、たわみが生じていた。また、注入量が多いためか発熱（90℃）

し、硬化したモルタル全体にひびわれが生じていた。このようなことから、充填材[G]は今回のような厚みのある充填構造には適用できないと判断した。前述した 2 種類の供試体の試験結果から、良好な結果が得られた充填材[C]を選定し、実寸大供試体の実験を行った。

実寸大供試体（図 7-11(c)）の充填施工(写真 7-9)は、練り混ぜ 10 分、注入 20 分の約 30 分程度で注入が完了した。

実寸大供試体の付着引張強度の測定結果を、表 7-14 に示す。測定結果は、STEP-1、STEP-2 で得られた強度とほぼ同等であり、今回のような間隙の充填構造への充填材として、強度的には問題はないものと考えられる。

なお、注入時、確実に充填するためには、未充填箇所を把握する必要がある。一般に採用されている木製ハンマによる反響音法は、ある程度は確認するこ

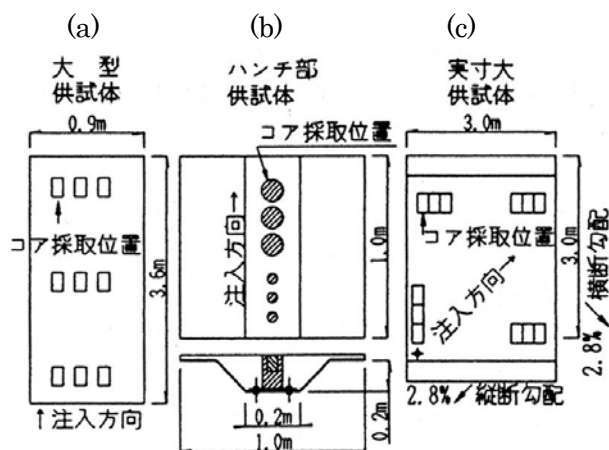


図 7-11 各種試験実施箇所

表 7-14 STEP-3 各種強度試験結果(単位：N/mm²)

供試体種別	試験種別	測定箇所	[C]	[G]
大型供試体	付着引張強度	注入口部	2.9 界) 5/5	3.9 界) 5/5
		中間部	2.5 材) 10	3.1 界) 7/3
		吐出部	2.5 材) 10	2.5 界) 10
ハンチ部供試体	圧縮強度		41.2	56.3
	引張強度		3.9	5.1
実寸大供試体	付着引張強度	注入口部	2.5 界) 8/2	*
		中間部	2.1 界) 10	
		中間部	1.7 材) 10	
		吐出部	1.5 材) 10	

注: 1. 大型供試体、実寸大供試体の表中のデータは、「左側:付着せん断強度(N/mm²)、右側:破断位置および破断状況」を示す。
 2. 破断位置および破断状況の概要を以下に示す。
 界) 9/1は界面破壊:90%、材料破壊:10%であることを示す。
 3. *は実験をせず。

とができるが、ハンチ部などの補強構造の複雑な部分では確認が困難であり、反響音による確認に熟練を要するものと考えられる。そこで、充填材硬化後の充填不良箇所の検出については、弾性波を用いる非破壊検査手法¹⁸⁾により確認を行った。測定結果の一例を、図 7-12 に示す。充填が良好な箇所において確認できたコンクリート端部(0.136m)の反射波の特性スペクトル値を 100%として、充填が良好な箇所と未充填箇所の反射波の特性スペクトルを表示している。充填箇所については、コンクリート端部の反射波が得られているが、未充填箇所については、鋼板とコンクリートの間に空隙があることから、弾性波がコンクリートに伝達されないため、コンクリート端部の反射波を確認することができていない。このような特性スペクトルの違いから充填不良箇所の検出を行った。この方法は簡便で記録性があり、細部の充填不良箇所まで検出することができ、満足する施工結果を得た。

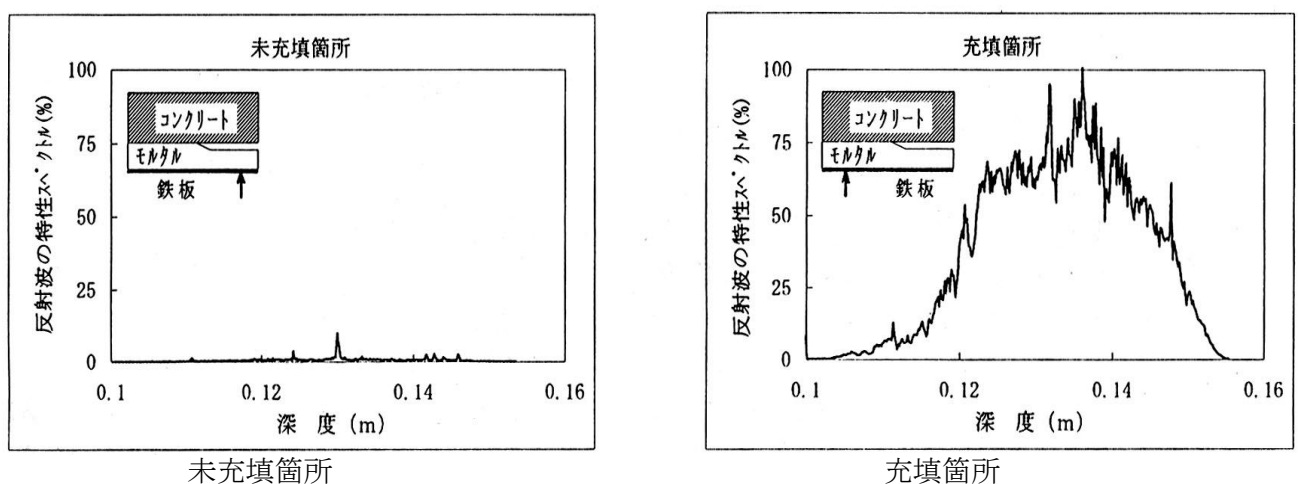


図 7-12 弾性波による充填状況確認 測定結果波形例

7.5 まとめ

STEP-1～3 の評価試験を行い、セメント系注入材の実施工での可能性について検討を加えてきた。その結果について、今後の開発の方向性とともを得られた知見をまとめる。

7.5.1 本研究により得られた知見

(1) 材料関係

- ① 今回の試験では、セメント系無収縮グラウト材とポリマーセメント系プレパックドコンクリート結合材が、各々 1 種類ずつ最終選定試験 (STEP-3) に残った。材料的には、若干の改良余地は残っているが、今回の目的とした要求性能は満足しており、セメント系の充填材としての採用について問題がないことが判明した。
- ② 大部分の材料において温度変化 (特に低温時) に対する流動性の変動が大きかったため、施工時の気温 (温度) に対する流動性の管理基準および温度管理に着目した施工方法のマニュアル化が必要である。また、今後、感温性のより鈍い材料の選定や添加剤による改良の検討が必要となる。
- ③ 充填材に混入している粉末エマルジョンは溶けにくく、泡や材料分離の原因となりうる。

そのため、充填性や接着性をより向上させるために、当初より液化して混入するなどの改良が必要である。

(2) 施工

- ① 注入孔・吐き出し孔付近での付着力の差の解消として、充填材に一定の圧力が加わるように注入位置、エア抜きパイプの配置を適切に設計する必要がある。
- ② 床版面に縦断方向・横断方向の複合された勾配がある場合、エア抜きパイプより流出する充填材の閉栓時期により、空洞・ひび割れなどの欠陥の生じる可能性がある。これらの欠陥をなくすためには、排出ロス量の設定および閉栓時の判断基準などの作成が必要である。

(3) 使用機械

- ① 実際の施工では大量のグラウトを現場作業で行う必要のあることから、練り混ぜ機は注入ポンプの吐出量の大きな能力を持った機種を選定が必要である。
- ② 注入ポンプは、スクィーズ式とスネーク式が一般的に使用されているが、吐出量・圧力および最終のわずかな吐出量の制御ができる機種は現在ないため、目的に合う機種の開発を行う必要がある。

(4) 充填の確認方法

施工時に、一般に採用されている木製ハンマによるたたき点検で充填状況を確認したところ、鋼板下面の一般部については確認できたが、補強部材の複雑な部位では確認が困難であった。また、モルタル硬化完了後の充填状況の確認については、弾性波を用いた非破壊検査手法が有効である結果を得た。

7.5.2 今後の研究課題

セメント系充填材を用いた同様な床版補強工事や橋脚の耐震補強など類似の工事が多く予想される。そのためには今回の評価を進め、より流動性がよく取り扱いやすい材料の開発が急務である。そのための要求を下記にまとめる。

- ① 充填限界厚さ（5～20mm）の設定
- ② 充填厚さによる水和硬化発熱機構の評価
- ③ 外気温の温度変化（特に低温時）に対する流動特性の改良
- ④ 高さ方向での密度変化、強度・付着力の変化の確認
- ⑤ 充填確認のための検査手法の確立と評価、検査手法の一般化
- ⑥ 硬化時の膨張性能の評価

【第 7 章参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編），1994.2
- 2) 日本道路公団：車両大型化マニュアル(案)，pp.1-22，1995.3
- 3) 肥田研一，石井孝男，香山幸夫，上東 泰：床版上面増厚工法の効果確認のための実橋載荷試験，土木学会第 48 回年次学術講演会（Ⅰ），pp.556-557，1993.9
- 4) 松井繁之，木村元哉，蓑毛 勉：増厚工法による RC 床版補強の耐久性評価，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1085-1096，1992.3
- 5) 山本忠守，飯束義夫，木曾 茂：鋼板接着した鋼橋床版の耐久性評価に関する試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.993-998，1992.
- 6) 日本道路公団：上面増厚工法設計施工マニュアル，pp.16-21，財団法人高速道路調査会，1995.11
- 7) 吉兼秀典，原田俊作，島田淳次，新田芳孝：アンダーデッキパネルによる RC 床版の補強（檜大橋），橋梁と基礎，Vol.28，No.8，pp.111-112，1994.8
- 8) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁保全編，1997.11
- 9) 充填材の品質評価委員会報告：コンクリート工学，pp.5-13，Vol.31，No.8，1993.8
- 10) 日本道路公団：構造物施工管理要領，2-5-2(3)無収縮モルタル，pp.182-188，1999.7
- 11) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，第 9 回コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.627，1987.
- 12) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート便覧 [第二版]，pp.502-504，技報堂出版(株)，1993.
- 13) 日本道路協会：道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料，pp.13,75,88-89，1987.1
- 14) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリートの非破壊試験法研究委員会報告書，pp.60-61，1992.3
- 15) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，pp.184-188，技報堂出版(株)，1993.
- 16) 土木学会：コンクリート標準示方書 [平成 3 年版] 設計編，pp.16-34，1991.9
- 17) 日本道路公団：構造物施工管理要領，3-8 断面修復材，pp.293-294，1999.7
- 18) 南莊 淳，森田悠紀雄，杵本正信：非破壊検査手法を用いた杭基礎の損傷度調査，第 23 回地震工学研究発表会，1995.7
- 19) 日本道路公団：日本道路公団規格(無収縮モルタル品質管理試験方法，JHS-312)，1992.
- 20) 樺山好幸，稲垣太浩，江口洋一，鏡原宏志，小柳洽：RC 床版補強工法におけるセメント系床版下面充填材の研究，土木学会論文集，No.567/ 35，pp.103-115，1997.6

第 8 章 橋脚の耐震補強(鋼板巻立て)におけるセメント系充填材の評価

8.1 はじめに

既設鉄筋コンクリート橋脚躯体（圧縮強度 24N/mm^2 ）の耐震・設計荷重変更における補強工法として、鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法および炭素繊維巻立て工法が、一般的に用いられている(表 8-1)¹⁾²⁾。これらの工法のうち、施工時、空間的な規制がない場合は、鉄筋コンクリート巻立て工法が最も経済的であり、よく用いられる。鋼板巻立て工法は、鉄筋コンクリート巻立て工法に経済性で少し劣るが、施工時に大きなヤードを必要としないこと、施工期間が比較的短期間であること、鋼板を設置する位置・大きさにより曲げ補強・せん断補強が可能なことから、工法として選定される場合も多い。

鋼板巻立て工法では、既設橋脚と鋼板の間にエポキシ樹脂を充填する方法が一般的である。

しかし、
厚が厚く
大きいこ
を 4~5m

工 法			
補強厚	25cm	4cm 前後	1~2cm
特 徴	<ul style="list-style-type: none"> ・ 経済性に優れる ・ 維持管理が容易 ・ 重量増による基部負担増 ・ 補強厚さが厚い 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 補強厚さが薄い ・ 補強効果が高い ・ 重機作業が必要 ・ 塗装の塗り替えが必要 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 軽量で施工性に優れる ・ 補強厚さが薄い ・ 品質管理に留意を要する ・ 曲げ耐力の向上に不向き

や曲げ加工を伴う補強鋼板の現場溶接に伴う収縮やボルト接合による設置誤差等のため、事前に橋脚と補強鋼板の間隙を正確に確保しようとする、全体の施工費に占める調査工の費用の割合が高くなり、橋脚毎の詳細な製品管理も必要となる。そこで、橋脚と補強鋼板の間隙を、10～30mm 程度として余裕を持たせることにより鋼板巻立て工法の施工性の改善を図ることが、本工法を広く普及させる上で重要である。

本章は、この施工性を考慮した間隙の充填材として、経済性に優れるセメント系充填材を用いる工法について試験・評価を行い考察・提案をまとめたものである。

8.2 橋脚の鋼板巻立て工法の充填材に要求される性能

橋脚の鋼板巻立て工法の概念図を、図 8-1 に示す。本構造には鉄筋段落し部の補強と拘束効果が考えられるが、ここでは前者を対象とする。鋼板の板厚は、橋脚の必要設計保有耐力および施工性より決定され、間隙幅は、既設橋脚の出来形・施工性より決定される。

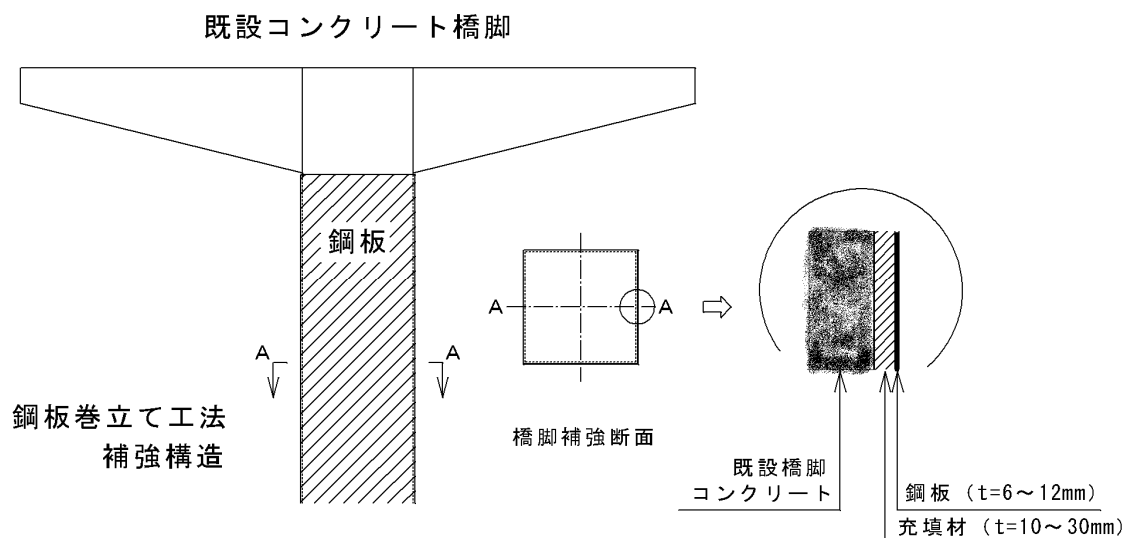


図 8-1 橋脚の鋼板巻立て工法

この間隙幅に充填するセメント系充填材については、材料分離を生じない事は当然のこととして、下記に示す条件が必要とされる。

(1) 狭隘な間隙（厚さ 0～1mm）への注入施工が容易なこと

本研究の対象としての充填間隙幅は 5～30mm と設定しているが、既設橋脚の出来形により、0～1mm 程度の間隙しかない場合も想定される。

(2) 既設橋脚のコンクリートと同程度の圧縮強度、静弾性係数を有すること

本構造は、鋼板を橋脚補強鉄筋として換算することから、鋼板とコンクリートが一体となり外力に対応する必要がある。

(3) 注入時のブリーディングがないこと

注入時のブリーディングにより既設コンクリートや鋼板と充填材の付着を妨げない必要がある。

(4) 硬化時の体積変化がないこと

充填材は、既設コンクリートと鋼板との一体化を図るため、充填後の収縮・膨張などの体積変化は極力少ない方が望ましい。

(5) 地震時等において、既設コンクリートと鋼板との一体化が期待できる材料であること

既設コンクリートおよび鋼板との間に要求される付着力としては、橋脚が外力を受けたとき、境界面に働く曲げ引張応力以上であることが必要である。

これらの条件を満足する充填材料選定のための基礎試験を実施した。

8.3 セメント系充填材の選定

橋脚の鋼板巻き立て工法に採用するセメント系充填材の選定にあたり、要求される基本的な性能が、第7章で実施した条件と重なることから、第7章で得られた成果をふまえた要求性能を基に、セメント系充填材として使用実績のある材料を選定した。材料は、大きく分けてセメント系無収縮グラウト材とポリマーセメント系プレパックドコンクリート材（エポキシ系、アクリル系）の2種類である。

材料の基本特性については、各メーカーからの資料に基づいてまとめた。その後、無収縮モルタル品質管理試験方法(JHS-312)に基づき基礎試験³⁾を行い、硬化時の体積変化(容器に入れた材料の表面を光学式変位計により測定)、施工性より表8-2に示すセメント系とポリマーセメント系の2材料に絞った上で、施工上の特性を把握するための本試験を行った。

今回の試験で使用した材料[A][B]を、表8-2に、その膨張収縮率の測定結果を、図8-2に示す。

表 8-2 試験材料

試験材料	充 填 材	接 着 材
[A]	間隙充填入 セメント系無収縮グラウト材	EVA ^{注)} 系モルタル接着材
[B]	プレパックドコンクリート用 ポリマーセメント系グラウト材	アクリル樹脂系吸水防止材

注) EVA系：変性酢酸ビニル－エチレン共重合体

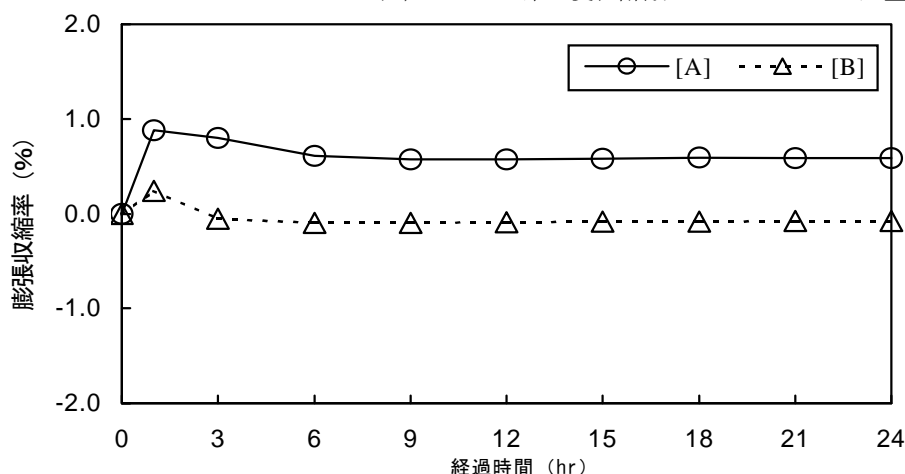


図 8-2 試験材料の膨張収縮率の測定結果³⁾

8.4 試験概要

8.4.1 試験の着目点

橋脚の耐震補強工法の選定において建築限界や桁下空間に問題がなく施工空間が十分にある場合は、経済性より基本的にコンクリート巻立て工法が採用される。よって鋼板巻立て工法が採用されるのは、建築限界等が厳しい柱式橋脚等が対象となる。そこで、試験を計画するにあたり、実績の多い 7~10m 高さの柱式橋脚を対象に、施工高も 10m 程度は 1 回で充填できる施工方法の検討を行った。

なお、コンクリート面は、スチールショットブラスト (100kg/m^2) にて表面処理を行った。

試験は、充填材の施工によって生じる材料特性の変化および施工上の問題点を明らかにすることを目的として評価を実施した。

着目点を下記に示す。

- ① 施工時の側圧・側方変位の把握
- ② 〃 の充填材の硬化温度特性の把握
- ③ 各材料の充填施工方法による物性値の変化
- ④ 〃 の充填高の違いによる物性値の変化
- ⑤ 〃 の充填高の違いによる既設コンクリートとの付着力の把握

8.4.2 試験方法

(1) 充填材の施工方法

充填材の施工方法としては、従来より下記に示す 2 つの方法がある。

- ① 注入法：対象構造物の下部より、充填材を圧入することによって間隙を充填する方法
- ② ロート法：対象構造物の上部より、充填材を縦シュートにより間隙に流し込んで充填する方法

施工方法としては、ロート法の方が簡単であるが、上部からの流し込みとなるため、充填の途中で材料分離、空気を閉じ込めるなどの施工・構造上の問題が生じる可能性もある。また、充填材における材料特性（粘度の温度依存性が高い材料もある）によっては、注入法による注入が困難な材料も考えられる。そこで、各試験材料に対して、2 種類の充填方法を用いて施工を行い、施工時の作業性の確認も含めて試験を実施することにした。

(2) 試験体

試験は、着目点を考慮して、物性値の変化を確認するための試験（試験体Ⅰ）と実際の施工時の側圧・側方変位などの把握のための試験（試験体Ⅱ）の 2 ステップで行うことにした。試験体の施工方法・使用材料を表 8-3 に、形状を、図 8-3~図 8-4 に示す。

(3) 試験内容

試験にあたり試験材料・試験体・施工方法の組合せを考え、表 8-4 に示す試験内容で実施することにした。

(4) 測定項目・測点配置

試験の測定項目・測定機器を、表 8-5 に示す。また、測定機器の配置図を、図 8-5 に示す。

表 8-3 試験体の施工方法・使用材料

試験体	I		
施工方法	硬質塩化ビニル管（200mm）を垂直に立て、充填高さ10mまで充填材を施工する。		
主な試験材料	硬質塩化ビニル管	コンクリート版 （既設橋脚コンクリートとして）	鋼板 （巻立て鋼板として）
材質・規格	VP200A （許容内圧：1Pa）	コンクリート遮音壁板 （1980・500・120）mm $ck=24\text{N/mm}^2$	SS400 （t=6mm）

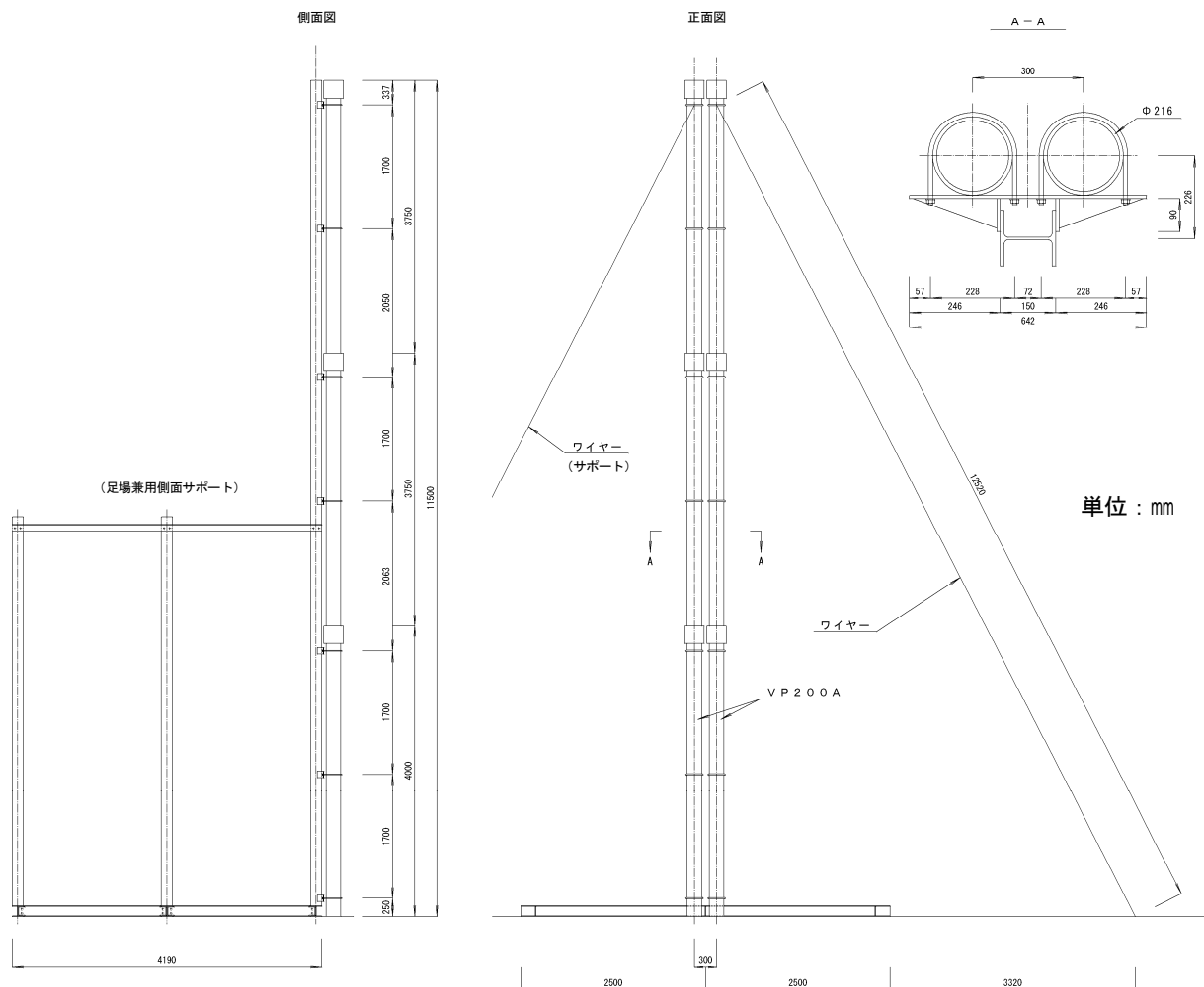


図 8-3 試験体形状（試験体 I）

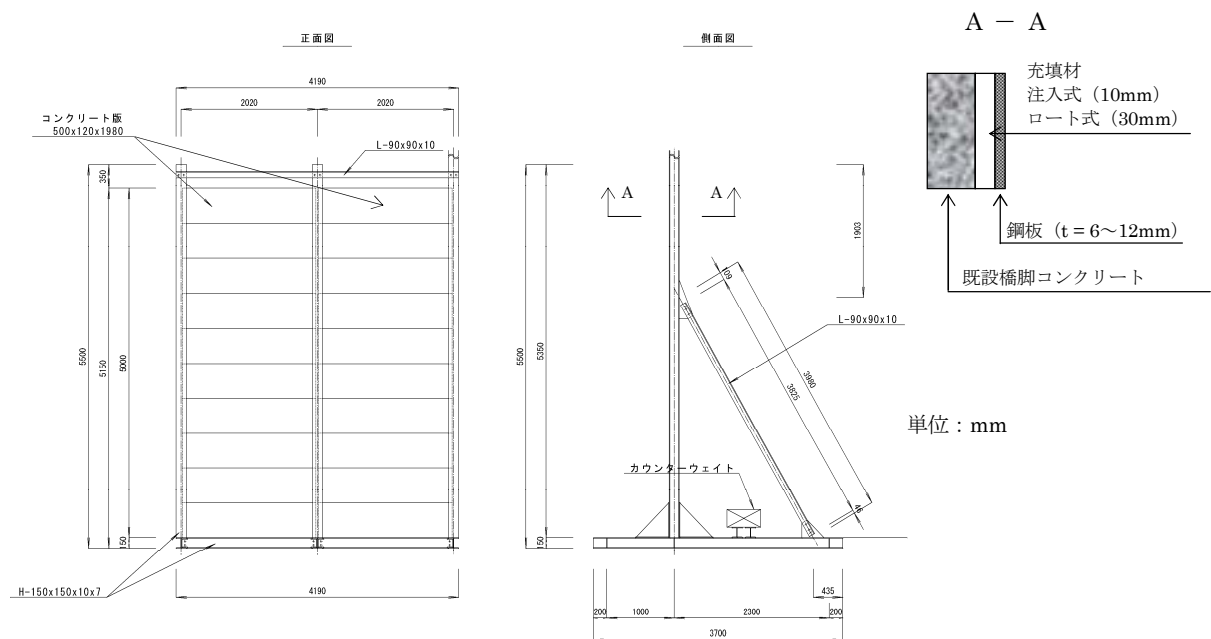


図 8-4 試験体形状（試験体Ⅱ）

表 8-4 試験内容

試験体	施工方法 (材料充填方法)	試験材料	目 的
	注入法	[A]	物性値の変化を確認するための試験 ・材料の充填方法による物性値の変化 ・充填高の違いによる単位体積重量・圧縮強度・静弾性係数の違い
		[B]	
	ロート法	[A]	
		[B]	
	注入法	[A]	実際の施工時の側圧・側方変位の把握のための試験(実物模型実験) ・側圧、側方変位の測定 ・充填材の発熱温度の測定 ・充填高の違いによる既設コンクリート面と充填材の付着力の測定
		[B]	
	ロート法	[A]	
		[B]	

表 8-5 測定項目・測定機器

試験体	測定項目	測定機器	型名	規格
	各種の物性値	(硬化後にコアを採取して行う。14、28日強度)		
	側圧	圧力計	(長野計器㈱)	0.4N/mm ² 用
	側圧	圧力計	(長野計器㈱)	0.4N/mm ² 用
		ひずみゲージ	FCA-5-11-1L (㈱東京測器研究所)	2軸ゲージ(軟鋼用)
	側方変位	高感度変位計	CDP-10 (㈱東京測器研究所)	定格容量 10mm
	温度	熱電対	T (Cu-Ni合金) (山里産業㈱)	測定温度範囲 -200~300℃

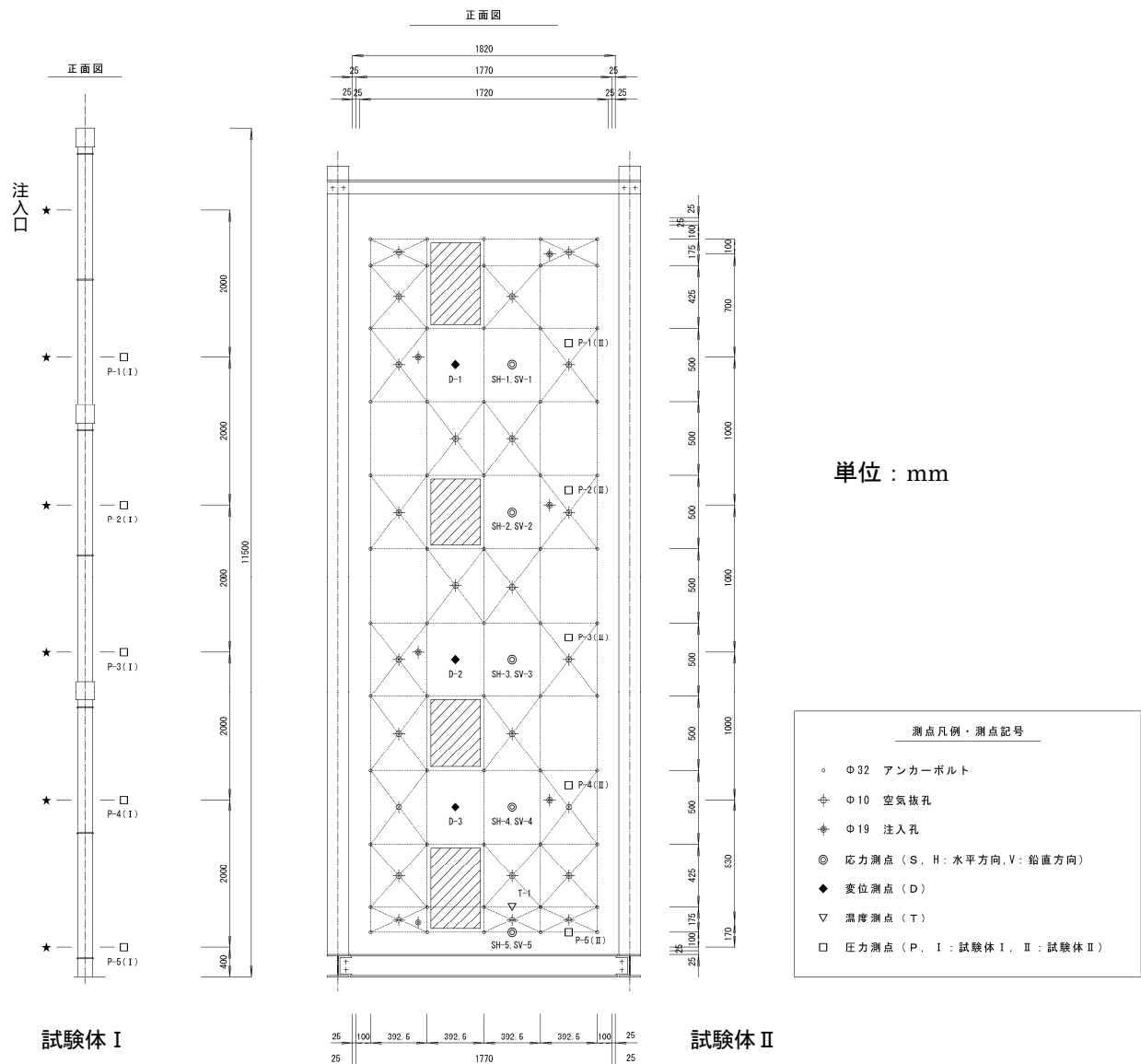


図 8-5 計測点配置図

8.5 試験結果および考察

8.5.1 材料配合・コンシステンシ

材料の配合は、メーカー仕様の標準配合によった。
試験時の材料配合を、表 8-6 に示す。

また、各材料のコンシステンシは、表 8-7
に示すように、両材料とも目標 J₁₄ ロート
値⁴⁾ および簡易フロー値 (簡易フロー用筒
には、内径 51mm×高さ 54mm のものを
使用した) を満足する結果であった。

表 8-6 材料配合表

試験材料		[A]	[B]
粉体	(kg)	25.00	20.00
エマルジョン	(kg)	0.28	1.20
水	(kg)	4.85	3.60
練り上がり量	(l)	約13.70	約12.00

表 8-7 材料特性の測定結果（コンシステンシ）

測定項目	単位	試験体Ⅰ		試験体Ⅱ		備 考
		[A]	[B]	[A]	[B]	
気温	(℃)	29	29	29	29	
粉体温度	(℃)	26	27	29	27	
水温度	(℃)	14	20	8	20	[A]は、氷で水温を調節している。
練り上がり温度	(℃)	28	30	25	30	[B]は、乳剤と水の混合温度である。
J ₁₄ ロート値	1 回目	(秒)	5.4	5.1	5.1	目標 J ロート値：6 秒±2 秒
	2 回目	(秒)	5.5	5.1	5.2	
	平 均	(秒)	5.5	5.2	5.1	
簡易フロー値	(cm)	16.5×16.5	17.1×17.3	16.8×16.8	17.0×17.0	目標簡易フロー値：15cm 以上

8.5.2 試験体Ⅰに対する試験結果

(1) 充填状況と側圧

充填作業は、充填材料[A][B]の各材料とも、注入法、ロート法の 2 つの施工方法で実施した。

注入法においては、2m 毎に注入孔を設け、注入ホースを順次下方から上方へ移設させながら注入を行った。また、ロート法では、2mの高さよりの落下とし、順次縦シュートを切断しながら上方の投入口に移動させて充填を実施した。練り混ぜに使用したミキサは、高速回転 4 翼式（練り混ぜ量 50L/バッチ）の機器を使用し、ポンプはスクィーズ式（吐出量 1～2m³/時間）のものを使用した。

各試験体における充填状況の経時変化・立上がり速度を、図 8-6 に示す。

試験結果では、材料[B]の作業時間が約 10 分程度短くなった。また、施工速度として材料[A]では 18.2m/時間、材料[B]では 27.3m/時間となっているが、これは試験の作業手順として、材料[A]の充填施工を行った後に、材料[B]の充填を行ったことによる作業員の慣れによるものと推定され、試験材料の特性の差異によるものではない。

すなわち、各材料とも充填の作業方法の違いによる作業性の差異は、認められないと考えられる。

つぎに、供試体の最下端位置（P-5、充填高 0m）に設置した圧力計で示された圧力の経時変化の状況を、図 8-7 に示す。充填施工時に生じる側圧は、セメント系充填材の単位体積重量(21kN/m³)×充填高さの関係とほぼ等しくなっている。コンクリート標準示方書⁵⁾によれば、一般に施工厚さが薄い場合、型枠の拘束等により、施工時に型枠に作用する圧力の低減を行っている。本研究対象のセメント系充填材の場合は、立ち上がり速度にもよるが、施工

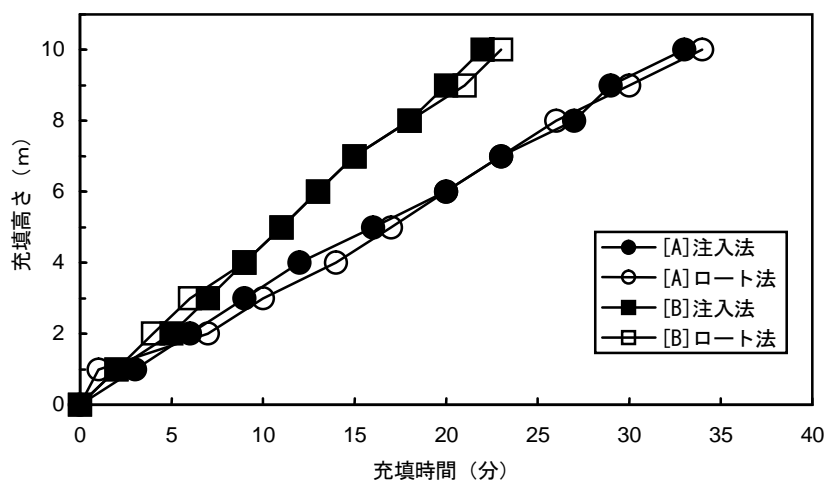


図 8-6 充填高さの経時変化（試験体Ⅰ）

計画時に巻立て鋼板を固定するアンカーの強度フレームの剛度、アンカーピッチなどについて、十分に事前検討を行う必要があると思われる。

(2) 単位体積重量・圧縮強度・静弾性係数

施工時の充填作業による材料分離やブリーディング、比重差などによって生じる物性値の変動を確認するため、材齢 14 日と材齢 28 日の時点で供試体 I

の下の方位置から硬質塩化ビニル管をコンクリートカッタにて 2m 間隔で切断の後、コアカッタにて鉛直方向にコアを採取した。モルタルコアに対しては、単位体積重量・圧縮強度の測定を行った。なお、材齢 28 日については、静弾性係数の測定も行った。試験結果を、表 8-8～表 8-9 に示す。また、単位体積重量・圧縮強度を材齢間で比較したものを、図 8-8 に示す。

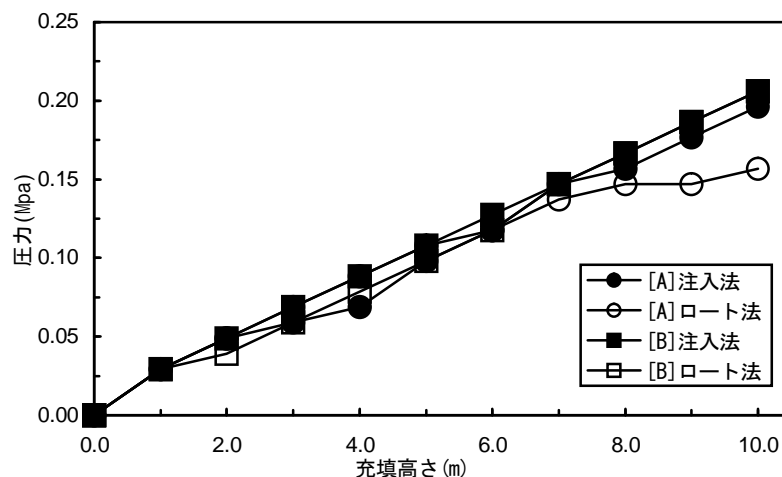


図 8-7 充填圧の経時変化 (試験体 I)

表 8-8 モルタルコアの単位体積重量・圧縮強度

・ 静弾性係数 (材齢 14 日)

採取位置	単位体積重量 (kN/m ³)				圧縮強度 (N/mm ²)			
	[A]		[B]		[A]		[B]	
	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法
10m	20.8	21.1	20.2	20.4	46.7	37.9	48.5	42.5
8m	21.1	21.1	20.6	20.7	46.6	43.3	60.0	51.4
6m	21.1	21.2	20.9	20.9	49.1	47.0	54.2	54.1
4m	21.2	21.3	21.0	21.0	47.6	52.4	61.1	60.8
2m	21.2	21.3	21.1	21.0	39.9	54.1	63.1	61.4
0m	21.3	21.3	21.1	20.9	50.3	49.4	64.7	59.3
抜取り供試体	21.1		20.4		46.8		40.8	

抜取り供試体とは、充填施工時に採取したモールド供試体 3 体の平均値を示している。

表 8-9 モルタルコアの単位体積重量・圧縮強度・静弾性係数 (材齢 28 日)

採取位置	単位体積重量 (kN/m ³)				圧縮強度 (N/mm ²)				静弾性係数 (x10 ⁵ N/mm ²)			
	[A]		[B]		[A]		[B]		[A]		[B]	
	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法	注入力	ロート法
10m	20.9	21.1	20.4	20.5	56.3	49.1	55.5	47.6	2.07	2.26	1.96	1.90
8m	21.2	21.1	20.7	20.9	57.7	57.3	60.4	55.7	2.16	2.28	2.04	1.94
6m	21.7	21.3	21.0	21.0	60.2	60.0	66.6	66.3	2.29	2.35	2.09	2.09
4m	21.3	21.4	21.0	21.0	60.8	59.9	67.0	69.8	2.33	2.38	2.06	2.08
2m	21.3	21.4	21.2	21.1	58.0	64.0	70.5	72.0	2.24	2.27	2.12	2.09
0m	21.4	21.4	21.1	21.0	55.4	69.0	71.0	71.1	2.36	2.34	2.18	2.04
抜取り供試体	21.1		20.5		58.4		49.9		2.28		2.15	

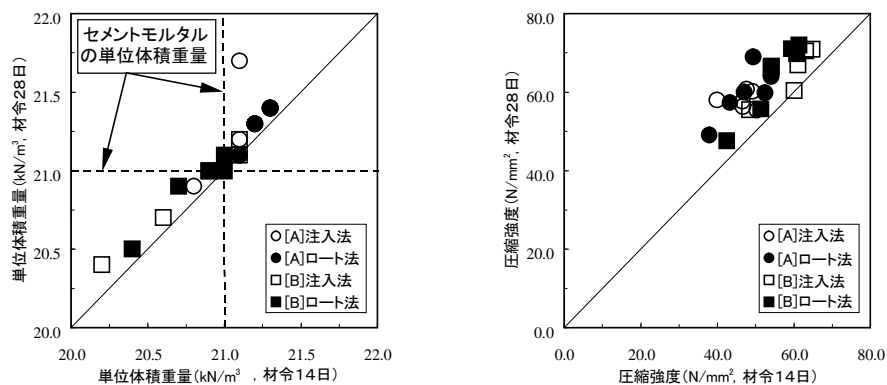


図 8-8 単位体積重量・圧縮強度の材齢による比較

材齢 14 日と 28 日を比較すると、単位体積重量・圧縮強度とも材齢 28 日の供試体の方が少し大きな数値を示しているが、比較上大きな違いはないため、以下は 28 日材齢分に着目して整理する。

圧縮強度について、日本道路公団構造物施工管理要領⁶⁾では、「圧縮強度は材齢 3 日で 25N/mm²以上、材齢 28 日で 45N/mm²以上でなければならない。」と規定されている。また、静弾性係数に関する規定はないが、補強という状況から既設橋脚のコンクリートと大幅に異なる材質となることは避ける必要があることから、既設橋脚の圧縮強度を 24N/mm²とした場合の静弾性係数 2.5×10^4 N/m²程度であることを目安とした。図 8-9～図 8-11 に、材齢 28 日における単位体積重量・圧縮強度・静弾性係数を充填高さ毎にプロットしたものを示す。なお、図 8-9～図 8-11 中には、モルタル打設の際に採取した抜取り供試体（モールド供試体）の値を実線および点線で示している。

単位体積重量は、最上部の充填高

10m 位置では施工時の抜取り供試体の値を少し下回るが、それ以外は下部に近づくほど大きくなっている傾向が伺える。しかし、最上部と最下部の比重の差は、最大でも 1.0KN/m³を越えることはなくわずかである。

圧縮強度については、8m を越える位置では抜取り供試体の値を下回っているものもあるが、最低でも

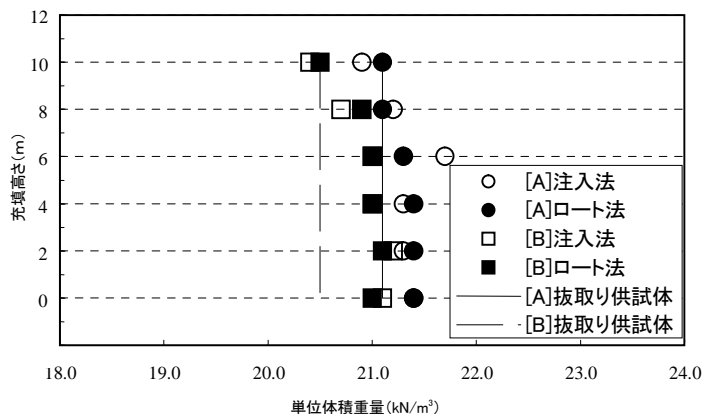


図 8-9 単位体積重量（材齢 28 日）

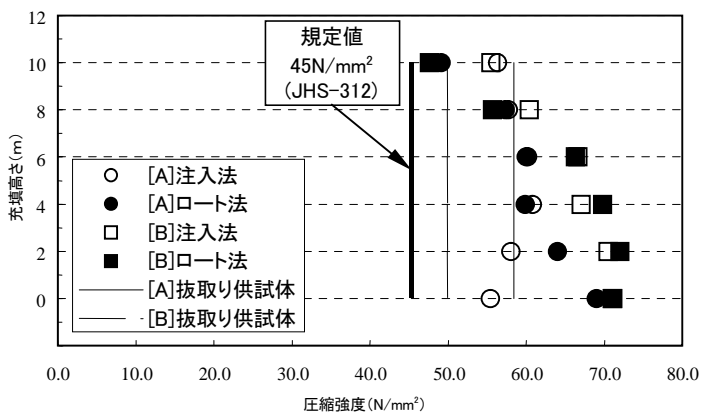


図 8-10 圧縮強度（材齢 28 日）

45N/mm² は、確保されている。また、図 8-8 に示したように、両材料とも材齢 14 日で強度が 40N/mm² を越えており、その後、更に強度が上昇している傾向が認められる。このように、セメント系充填材の強度は橋脚躯体のコンクリート強度（通常は 25N/mm² 程度）を十分越えていること、規定である 45N/mm²（材齢 28 日）は満足していることから、充填材としての強度は十分であると考ええる。

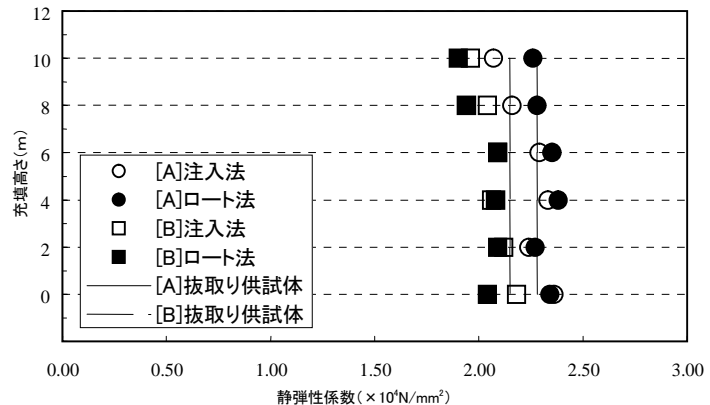


図 8-11 静弾性係数（材齢 28 日）

静弾性係数は、比重・圧縮強度ほど明瞭ではないが、概ね採取高さが低い方が大きな値を示している。しかし、既設橋脚のコンクリートの静弾性係数（ $E_c=2.5 \times 10^4$ N/mm² 程度と考える）と比較すると 70～90%程度の値にとどまっており、一般のコンクリートより少し柔らかくなっている。

以下、これまでに述べてきたように、単位体積重量・圧縮強度・静弾性係数については、材料による特性の差異は認められるが、施工法の違いによる特性の有意な差は認められないといえる。

(3) 切断面の目視確認

試験体 I の充填材の硬化後、底部より 2m 毎に輪切りにし、円筒の芯を切断し充填材の注入状況・硬化状況を観察した。施工法と材料ごとに上部（10m 位置）から下部（0m 位置）までの切断面を比較したものを、図 8-12 に示す。

材料[A]は、充填時の波形模様（注入法は凸形、ロート法は凹形）が見受けられるが、材料[B]では認められない。試験材料は両方ともエマルジョンを使用しているが、材料の種類の違いによってこのような差異があらわれたものではないかと考えられる。

またピンホールは、材料[B]に多く材料[A]には少ない。この傾向は施工法による違いは見受けられないため、材料のエマルジョンの種類や添加量の違いによるものではないかと考える。

上部と下部の面を比較すると、面の緻密度は明らかに下部の方が細かく、単位体積重量や圧縮強度が下部の方が大きいのと同様に圧力差の影響が現れているものと考えられる。

(4) 試験体 I に関するまとめ

注入法およびロート法による差異は明らかではなかった。すなわち、ロート法により材料の落下および注入を行っても、材料特性の低下や材料分離の懸念は無いものとする。また、高さ方向の単位体積重量、圧縮強度、静弾性係数の変化は、予想どおり下の方ほど充実で上の方が小さい値を示したが抜き取り供試体と比べて大きな差異は見られなかった。

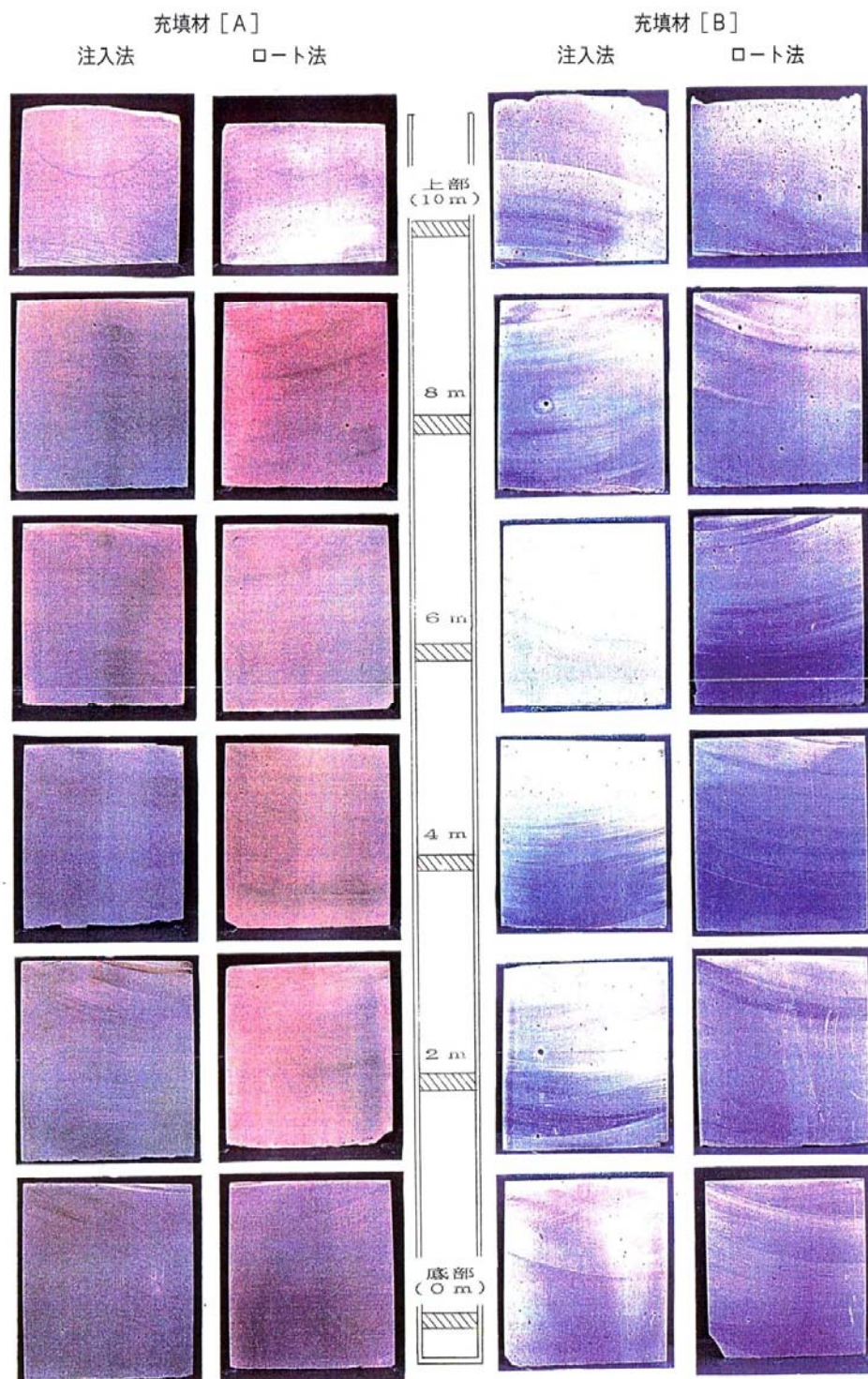


図 8-12 充填材の切断面

8.5.3 試験体Ⅱに対する試験結果

(1) 充填状況と側圧

試験体Ⅰの結果より、今回選定したセメント系充填材を用いて高さ 10m までの一括施工は、可能と判断したが、一般的な施工高さ 3~5m を考慮し、施工高さ 5m として実施に近い厚み・幅を有する試験体Ⅱを用いて材料特性を評価することにした。なお、充填材の施工にあたり、注入法の場合は圧力をかけての施工となるため間隙が狭い場合でも施工が可能であることから間隙を $t=10\text{mm}$ とし、ロート法の場合は充填材の重みによる充填となるため、少し広めの間隙 $t=30\text{mm}$ として施工を行うことにした。

施工に使用する機械は、試験体Ⅰと同じ機械を使用して実施したが、注入法の場合は 1m

毎に注入孔を設けたこと、ロート法の場合は 1m の高さから落下させて順次縦シュートの位置を調節した点が、試験体Ⅰの試験とは異なる。また、供試体の幅が約 2m あるため、充填が片側に偏らないよう注入孔は最下端から上端に向かって左右に千鳥形状に配置した（図 8-5）。

各供試体における充填状況の経時変化・立上がり速度を、図 8-13 に示す。施工期間は、材料[A] [B] とも注入法と比較して、ロート法の方が長くかかっている。施工速度を図中に示す。

ロート法の充填施工時には、縦シュートとしてサニーホース（直径 20mm、 $t=2\text{mm}$ ）を使用したが、打設速度を早めすぎた場合に閉塞状態に近い状態を引き起こす場

合も見られた。したがって、実施工にあたっては、縦シュートの材質・施工速度の実状に合わせた検討が必要であると考えられる。なお、充填材の施工状況は、材料[A] [B]ともスルー

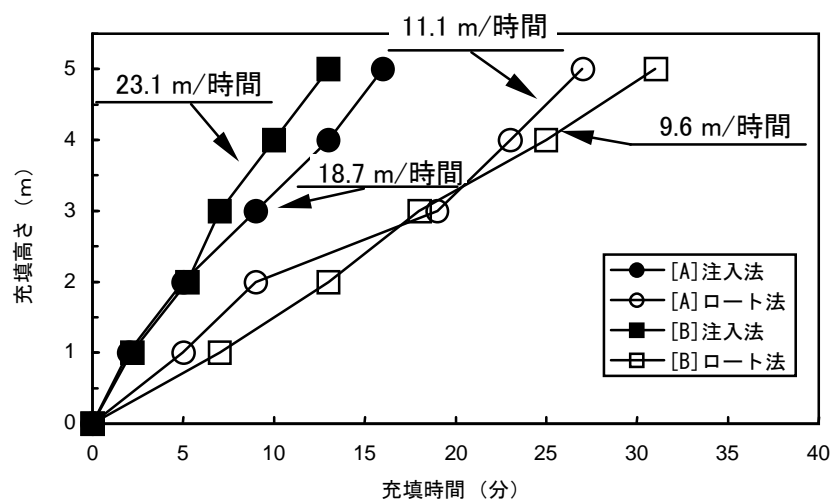


図 8-13 充填高さの経時変化（試験体Ⅱ）

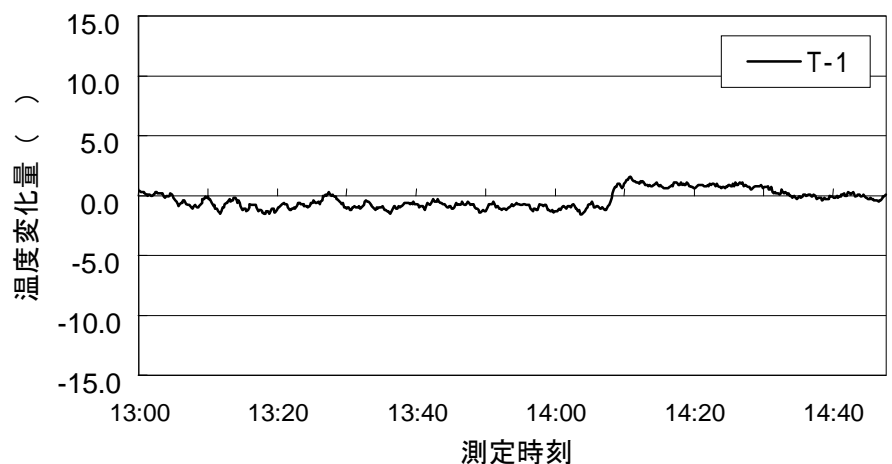


図 8-14 施工時の温度変化の例（試験体Ⅱ）

ズな充填材の立ち上がりが認められ、施工幅の影響は見受けられなかった。また、施工時における反応熱も図 8-14 に示す様に問題はなかった。

また、充填材の打上がり速度を早めると、エア抜き部でのエアの巻込みの可能性があること、注入法による急激な充填では側圧の増大が生じることなどから、

充填材の粘性をふまえた最適な打ち上がり速度の検討（側圧管理）が必要であると考えられる。

側圧について、試験体Ⅰではほぼ「単位体積重量×充填高」となったが、試験体Ⅱは試験体Ⅰと比較して充填厚が薄いこと（200mm 10mm と 30mm）、充填材の立ち上がり速度の関係等から、充填材の高が高くなるにしたがって、側圧が 67～76%と若干緩和されている結果となった（図 8-15、表 8-10）。コンクリート系充填材の施工においては、使用材料による側圧と施工速度の関係を考慮した上で支保工の設計を行う必要がある⁵⁾。

(2) 付着引張強度

セメント系充填材と躯体コンクリートとの付着引張強度を把握するため、供試体Ⅱの最下端から 0.3m、1.2m、2.7m、4.2m の各充填高さの位置で付着引張強度試験を実施した。試験結果を、表 8-11、図 8-16 に示す。

付着引張強度試験は、一辺が 4cm の鋼製アタッチメントをエポキシ樹脂系接着剤を用いて材料に張り付け、建研式接着力試験機によりアタッチメントを引張ることにより求めた（建研式接着力試験方法、日本特許：No.868089）。

付着引張強度試験は、準備などの都合上、注入法により充填した試験体は材齢 8 日、ロート法で充填した試験体は材齢 11 日で実施した。

測定結果の整理は、引張時の最大荷重および破断位置の観察結果を用いて実施した。

高さ方向で見ると充填材とコンクリート面の付着引張強度は、ロート法で施工した充填材 [A]を除けば加圧されている下部の方が高い値を示している（図 8-16）。付着断面の破壊形態としては、供試体の下部がコンクリート側寄りの凝集破壊を生じている。また、上部は凝集破壊と界面破壊が混在している状態である（表 8-11）。

コンクリート面の下地処理としては、スチールショットブラスト（100kg/m²）を行ったが、骨材の露出部は骨材と充填材が付着し、付着強度も大きくなっていた。

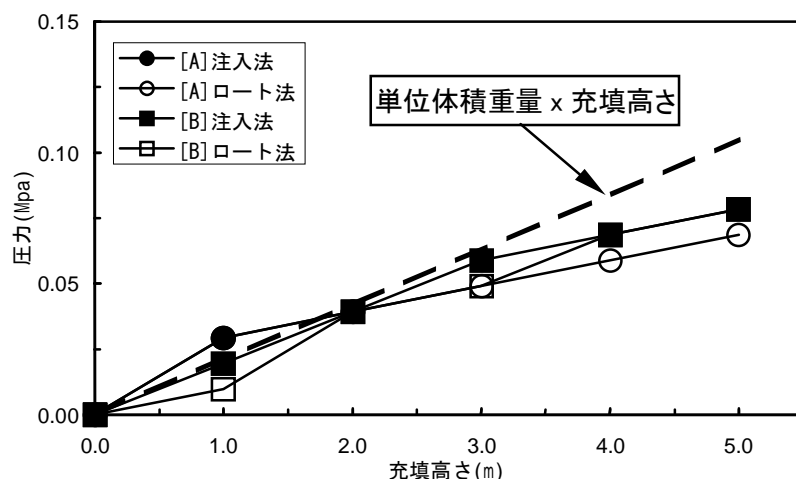


図 8-15 充填圧の経時変化例（試験体Ⅱ）

表 8-10 側圧の緩和状況（充填高さ

圧力（側圧）		[A]	[B]
a	充填高さ（5m）の場合の側圧	0.069	0.078
b	単位体積重量×充填高さ（5m）の場合の側圧	0.106	0.102
a/b	比（%）	65%	76%

表 8-11 付着引張強度

測定高さ	番号	[A]						[B]					
		注入法（充填厚 t=10mm）				ロート法（充填厚 t=30mm）		注入法（充填厚 t=10mm）				ロート法（充填厚 t=30mm）	
		付着引張強度 8日（N/mm ² ）		破断位置	付着引張強度 11日（N/mm ² ）		破断位置	付着引張強度 8日（N/mm ² ）		破断位置	付着引張強度 11日（N/mm ² ）		破断位置
		結果	平均	結果	平均	結果	平均	結果	平均	結果	平均		
4.2m		1.1	1.0	c 2-8 d	0.9	0.9	d	0.6	0.6	c 9-1 d	1.1	1.3	d
		0.8		c 1-9 d	0.8		d	0.6		c 7-3 d	1.7		d
		1.1		c 1-9 d	1.0		d	0.6		c 8-2 d	1.1		d
2.7m		0.9	1.0	c 2-8 d	0.5	0.5	c 2-8 d	1.5	1.3	c 3-7 d	1.1	1.2	d
		0.8		c 1-9 d	0.5		c 4-6 d	0.7		c 6-4 d	1.1		d
		1.2		c 1-9 d	0.5		c 4-6 d	1.7		c 1-9 d	1.5		d
1.2m		1.3	1.0	d	0.8	0.7	d	1.5	1.5	d	1.4	1.5	a
		1.0		d	0.6		d	1.7		d	1.3		a
		0.8		d	0.8		d	1.4		d	1.7		d
0.3m		1.1	1.1	d	1.1	1.2	d	1.7	1.7	d	1.7	1.8	d
		1.2		d	1.3		d	1.5		d	1.9		d
		1.1		d	1.1		d	1.8		d	1.7		d
破断位置の記号				破断記号の意味									
a：接着剤に充填材が付着				c 2-8 d：充填材とコンクリートの界面で破断した。									
b：充填材						充填材は、コンクリート側に8割が付着し、残り2割が充填材に付着していた。							
c：充填材とコンクリートの界面				d：充填材とコンクリートの界面で破断した。									
d：コンクリート						充填材は、コンクリート側には付着していなかった。							

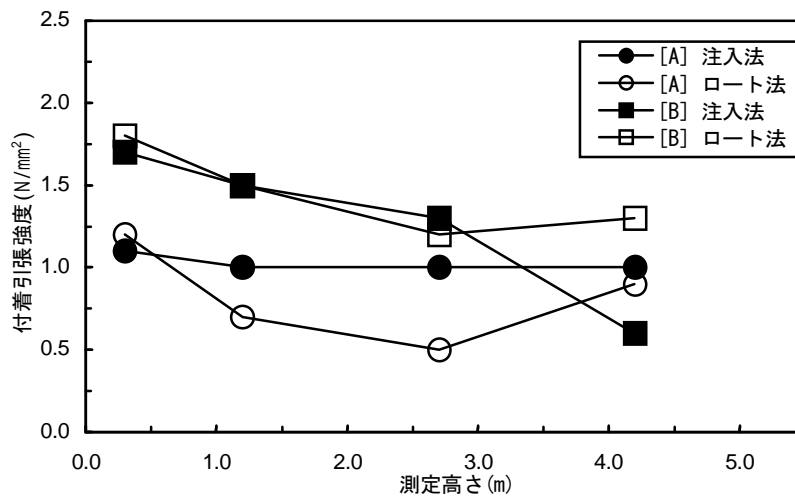


図 8-16 付着引張強度の測定高さによる違い

表 8-12 付着引張強度 (コンクリート版、充填材自体)

番号	コンクリート版			充填材 [B]		
	付着引張強度 (N/mm ²)		破断位置	付着引張強度 (N/mm ²)		破断位置
	結果	平均		結果	平均	
	1.2	1.3	鉄筋位置にてコンクリート材が破壊	2.6	2.5	接着剤に充填材が付着
	1.2		接着剤にコンクリート材が付着	2.5		接着剤に充填材が付着
	1.6		接着剤にコンクリート材が付着	2.5		接着剤に充填材が付着

参考のため、コンクリート版および充填材自体（ただし、材料[B]のみ）にコアカッタにより切目を入れて、各材料自体の引張強度を測定したものを、表 8-12 に示す。コンクリート版自体での引張強度が $1.2 \sim 1.6 \text{ N/mm}^2$ 程度であるのと比較して、充填材[B]自体では、約 2 倍の 2.5 N/mm^2 程度となっている。

充填材料[B]のセメント系充填材とコンクリート面の付着強度は、材齢 8～11 日で $0.6 \sim 1.8 \text{ N/mm}^2$ 程度であり、材料[A]はコンクリート版自体の付着引張強度を若干下回る測定結果も認められるが、その破壊形態がコンクリート寄りの凝集破壊であること、また、鋼板が将来的にも存在することを考えるとセメント系充填材とコンクリート面の付着引張強度は、スチールショットブラスト、ウォータージェットなどの下地処理を行っておけば、コンクリート版自体の付着引張強度程度まで高めることが可能であろう。

また、充填材と鋼板面との付着引張強度については、床版下面充填材の研究³⁾ 結果により、今回実施したようなショットブラスト+接着材塗布の処理を行った場合については、その破壊形態が充填材の材料破壊となっていることから、充填材と鋼板面の付着引張強度についても充填材自体の引張強度程度まで高めることが可能である。

本章の試験および第 7 章の結果から、セメント系充填材の付着引張強度は、コンクリート面・鋼板面の下地処理を行うことにより、十分な付着力を得ることが可能であることが確認された。なお、一般に付着性の向上および吸水対策として鋼板面・コンクリート面にプライマを塗布しているが、プライマがエマルジョンのため鋼板塗布後浮き錆状態となる場合があること、また塗布量が多くなるとプライマが薄層を形成する状況が試験中に確認されている。このような状態は、付着力を低下させる要因となることが懸念されるとともに、コンクリート体中の水の動きにも関与するため、プライマの必要性の評価および適切な塗布量の設定が必要であると考えられる。

(3) 鋼板に発生する応力と変位

各供試体の充填施工時の鋼板変位・応力測定の代表例を、図 8-17～図 8-19 に示す(図中の測点記号は、図 8-5 を参照)。なお、変位については、施工方法・材料の違いに関係なく同一の傾向を示し、その最大値も外面へ $2.5 \sim 3.5 \text{ mm}$ のはらみ出しとほぼ同様の値を示している。

鋼板の応力は、鋼板とコンクリート板をつなぐアンカーの間隔が異なるため(図 8-5)、鉛直方向の応力が水平方向応力の約 2 倍の値を示している。

また、鋼板の応力は、注入法で行った場合のほうが $30 \sim 45\%$ 大きくなっている。これは充填材を加圧充填していること、充填時間が早いことが原因であると考えられる。

なお、発生した応力の最も大きなものは、鉛直方向で約 160 N/mm^2 、水平方向で 70 N/mm^2 である。

材料の違いでは、[B]の方が大きくなっている傾向も認められるが、顕著なものではない。

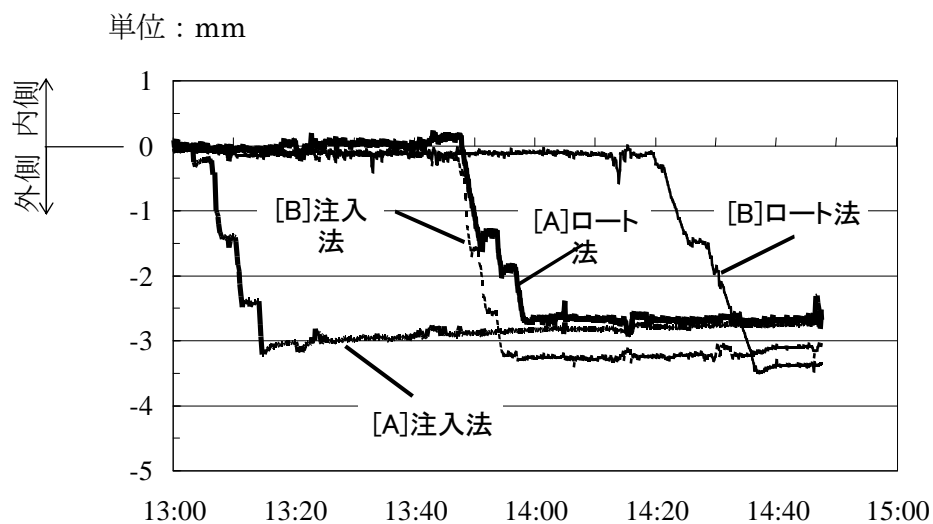


図 8-17 鋼板の変位（測点記号：D-3）

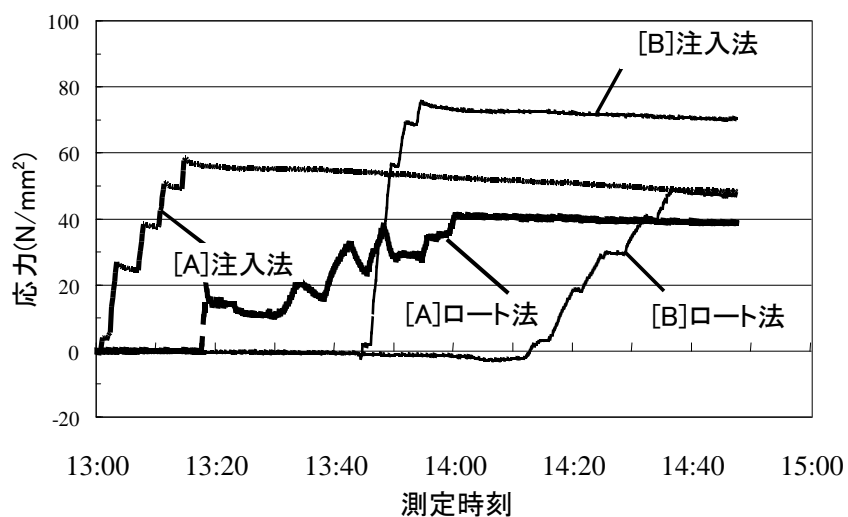


図 8-18 鋼板の応力（水平方向、測点記号：SH-4）

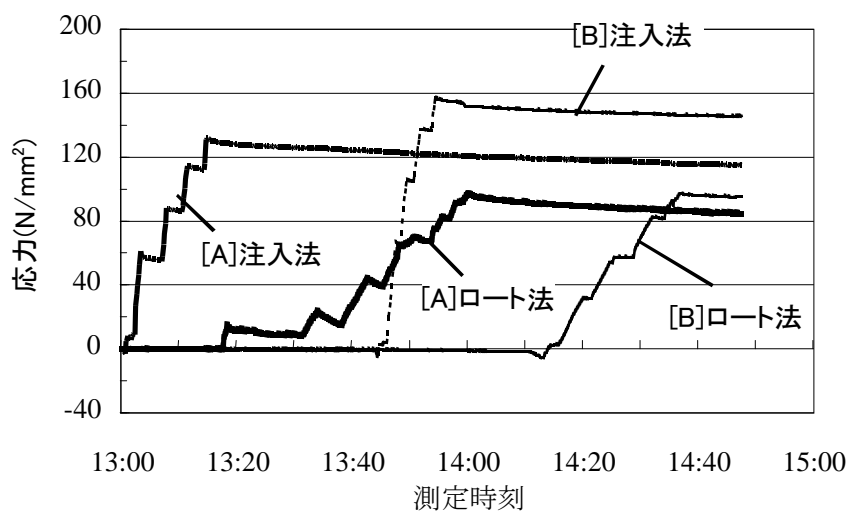


図 8-19 鋼板の応力（鉛直方向、測点記号：SH-4）

8.6 結論

本章は、既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法の1つとして採用されている鋼板巻立て工法を対象に、橋脚面と巻立て鋼板の間隙に注入するセメント系充填材に要求される性能を明らかにするとともに、選定した充填材の評価を実施したものである。

本研究の結果、得られた成果を以下に纏める。

(1) 材料について

- ① セメント系充填材の圧縮強度・単位体積重量などの基礎物性値は、充填高さの違いにより多少の差はあるものの有意差は見られなかった。すなわち、一般的な橋脚のコンクリート強度（ 24N/mm^2 を想定）以上に達しており、特に問題はない。

特徴としては、圧縮強度が、上部では、練り混ぜ時に採取したモールド供試体の値を少し下回るものも見られたが、下部は、加圧効果により強度も大きくなる傾向を示した。

- ② 橋脚躯体コンクリート面を想定した試験で、間隙を10mmと30mmに変化させ施工したが、コンシステンシの設定により打ちあがり状態はほぼレベルであり流動性は良く、凝結終了時間および反応熱も特に問題はない。

なお、ブリーディングや、粘性の温度依存性、硬化時に生ずる体積変化は、あらかじめ試験により確認・評価しておく必要がある。

- ③ ポリマーの添加量など成分によって生じる差は、物性値の安定性・付着力および反応熱などであるが、鋼板巻立て工法での充填材としては、両材料とも問題はない。

- ④ 一般に付着性の向上および吸水対策として鋼板面・コンクリート面にプライマを塗布しているが、プライマがエマルジョンのため鋼板に塗布後浮き錆状態となる場合がある。よって、ショットブラスト直後の接着剤塗布が付着力向上のためには望ましい。なお、塗布量が多くなるとプライマが薄層を形成する状況が観察され、これを原因とした付着力の低下が懸念されるため、プライマの必要性の評価を含め、適切な塗布量の設定が必要であると思われる。

(2) 施工について

- ① 本研究の結果では、注入法・ロート法の施工方法により充填時間に差を生じたが、ロート法の実施工では縦シュートの材料、注入速度の改良などにより、同等程度の施工が可能であると考えられる。

- ② 従来、型枠間隔が狭い場所に打設する場合、コンクリート側圧はコンクリート標準示方書等において低減できることとなっているが、施工材料・速度によっては、側圧は「材料重量×高さ」となるため支保工の設計には実状をふまえた検討が望まれる。また、充填材の粘性を踏まえた最適な施工速度の検討（管理）が必要である。

- ③ 側圧では差がないものの、鋼板応力値では、注入法での応力値がロート法と比較して30～45%大きくなっている。したがって、施工に伴う支保工、施工機材の準備などを考慮するとロート法の方が注入法より経済的にも有利であると考えられる。

(3) 構造について

- ① 構造上、鋼板に応力・たわみが残るため、補強鋼板の板厚に応じて、スペーサ兼用のア

ンカーボルトの径および配置を決定する必要がある。

- ② 試験結果より、鋼板に最大 160N/mm^2 程度の引張応力が入っているが、充填材の膨張特性からみて、長期における付着力の低下は問題がないものと考えられる。
- ③ 発生している応力・変形から見て、鋼板は4点支持型のスラブとなるため、鋼板の固定にはスペーサ兼用のアンカーボルトの性能評価およびその配置が最も重要となる。
- ④ 補強対象橋脚躯体の出来形精度(許容誤差も含める)から判断して、充填厚は $20\sim 30\text{mm}$ が適当であるとする。

(4) 経済性

エポキシ樹脂とセメントモルタルは、約 10 倍以上の単価差があるため、本研究成果を用いた「設計と施工」の経済性は十分あると考える。

なお、本研究では

- ① 鋼板巻立て部の溶接の自動化
- ② 充填の確認試験方法の確立

については述べなかったが、①については、現在各ファブリケータ、溶接機メーカーにおいて開発済みであり、②については、たたき点検または弾性波調査で可能であることが明らかになっている。

[第8章の参考文献]

- 1) コンクリート標準示方書維持管理編：(社)土木学会，2001.1
- 2) 日本道路公団：設計要領第Ⅱ集，橋梁保全編，5章耐震補強
- 3) 縦山好幸，稲垣太浩，江口洋一，鏡原宏志，小柳洽：RC床版補強工法におけるセメント系床版下面充填材の研究，土木学会論文集，No.567/ -35，pp.103-115，1997.6
- 4) 日本道路公団：日本道路公団規格(無収縮モルタル品質管理試験方法，JHS-312)，1992.
- 5) コンクリート標準示方書－耐久性照査型－施工編：p.115，(社)土木学会，2000.1
- 6) 日本道路公団：構造物施工管理要領，pp182-188，1999.7
- 7) 土木学会 耐震補強の評価に関する研究委員会報告書；pp.8-12，1997.6

第9章 コンクリート構造物の塗装系防食材の評価手法

9.1 はじめに

近年、コンクリート構造物の劣化・損傷事例等がマスメディアでとりあげられ社会的に注目を浴び、その品質・施工に関する問題意識が、大いに議論されつつある。

日本道路公団（以下、「JH」）のコンクリート構造物においても、①東名・名神高速道路といった重交通道路では、老朽化と通行車輛の増加、車両の重量増に伴う疲労破壊等の損傷に起因する維持管理コストの増加や保全業務量の増大等が生じている。また、②比較的交通量の少ない新規の高速道路等においては、高品質骨材の絶対量不足に伴い低品質骨材のコンクリート構造物への使用を余儀なくされるなどの現状に、コンクリート構造物の計画当初のライフサイクルコストが、大幅に変化するような事態が懸念されている。

このような状況下において、塩害や中性化・アルカリ骨材反応等に対するコンクリート構造物の早期劣化対策は、今後6000橋以上の橋梁を建設し、また現在7000橋以上の既設橋梁を管理しているJHの重要課題である。

以上、述べてきた状況の中、設定環境の評価から施工当初より塩害等による劣化対策として、コンクリート構造物に塗装系防食材を塗布する事により、健全性を確保する工法の確立が望まれている。

9.2 研究目的および経緯

9.2.1 補修技術研究の変遷

コンクリート塗料系防食材（以下「防食材」）に関するJHにおける研究は、昭和58年の西湘バイパスのコンクリート壁高欄を対象とした塩害対策を機に始まり、これらの追跡調査をもとにJH試験研究所において策定された品質規格（案）が、昭和63年5月に「日本道路公団維持管理要領（橋梁編）¹⁾」に高欄・地覆用塗料材料品質規格として採用され、時期を見ての改正²⁾を経ている。

一方、現地では北陸支社管内の手取川橋⁴⁾、親不知高架橋⁵⁾における塩害対策や名古屋管理局管内でのアルカリ骨材反応⁶⁾対策として、塗装系防食材の品質基準を再検討・品質改善する研究も鋭意進みつつある。

9.2.2 目的

本章は、前項9.2.1に示したコンクリート構造物の劣化対策として用いられている塗装系防食材の検討背景を踏まえ、浦戸大橋の橋脚(図9-1)を対象とした塗装系防食材による塩害・中性化対策の追跡調査結果および性能評価試験から得た防食材に関する知見

① 新たな付着力評価手法の提案・考察

② 上記①の検討過程にて生じた防食材の品質評価試験の問題点をまとめたものである。

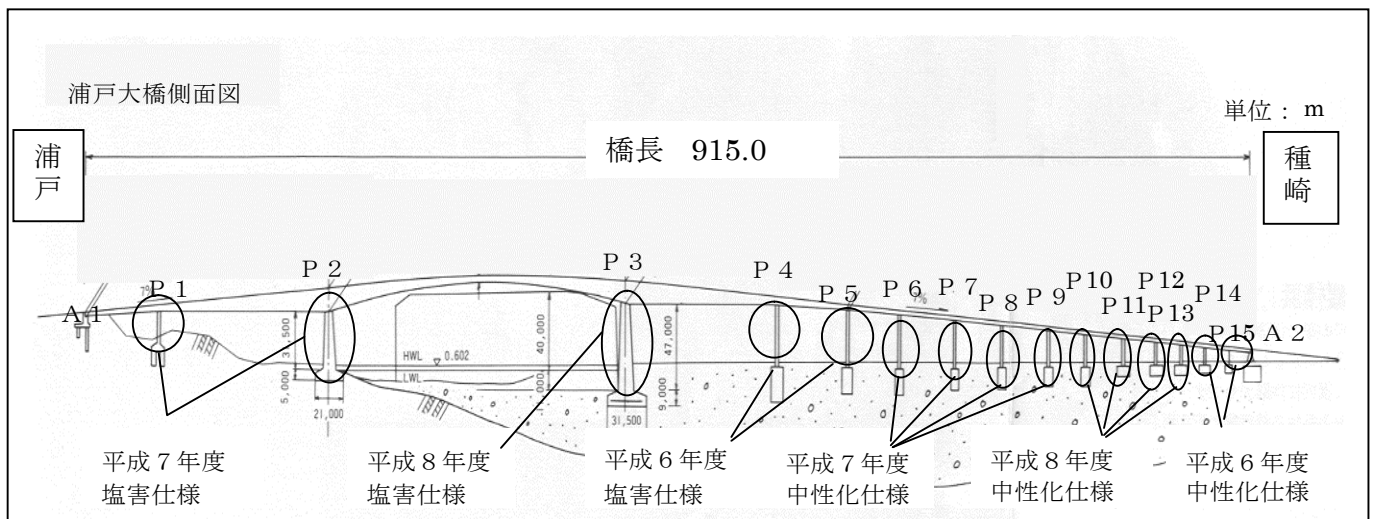


図 9-1 浦戸大橋試験塗装実施状況

9.2.3 検討の経緯

浦戸大橋は、昭和44年に着工し、47年に一般有料道路として供用された（平成6～8年度防食工を施工、平成9年度高知県へ移管）。この橋は、太平洋に面した高知港入り口の浦戸湾に架設され、厳しい環境下にあり、供用後20年経過した時点でコンクリート構造物および橋梁付属物等の劣化が確認された。

これを受けて、平成5年からコンクリート構造物の塗料系防食材による橋梁補修をめざした試験検討を開始した。

JH四国支社では、平成6年度に塩害・中性化を対象にひび割れ追従性を付加した防食材の要求性能（表9-1）を明示した公募を実施した。応募した8社から提示された防食材の評価の後、要求性能を満足する8仕様を用いて橋脚4本を対象に試験塗装を実施、同時に同塗装仕様の試験体を作成して（試験体のみの仕様として別途2社参加）、浦戸料金所内に暴露を開始した（写真9-1・表9-2）。

表9-1 平成6年度の要求性能

項 目	試験条件	浦戸仕様	対象
塗膜の外観	標準養生後	均一で、フクレ・割れ等がないこと	全塗膜
	促進試験後	白亜化はなく、フクレ・割れ等がないこと	
	温冷試験後	フクレ・割れ等がないこと	
	耐アルカリ性試験後	フクレ・割れ等がないこと	
遮塩性	標準養生後	塩素イオン透過量が $1 \times 10^{-3} \text{mg/cm}^2$ 日以下	主材・仕上げ材
酸素透過阻止性	標準養生後	酸素透過量が $5 \times 10^{-2} \text{mg/cm}^2$ 日以下	
水蒸気透過阻止性	標準養生後	水蒸気透過量が 5mg/cm^2 日以下（塩害仕様） 水蒸気透過量が 10mg/cm^2 日以下（中性化仕様）	
中性化阻止性	促進試験後	中性化深さが1mm以下	全塗膜
コンクリートとの付着性	各試験後	塗膜とコンクリートとの付着強度が 1.0N/mm^2 以上	
ひび割れ追従性	標準養生後	（常温時）塗膜の伸びが 0.80mm 以上	主材・仕上げ材
	標準養生後	（低温時）塗膜の伸びが 0.40mm 以上	
	促進養生後	（常温時）塗膜の伸びが 0.40mm 以上	



写真 9-1 試験体暴露状況

表 9-2 試験塗装および暴露試験体に使用した防食材の仕様

材料仕様		塗装系	工程別塗布材種別および混合比（重量）				施工条件			備 考
			下地処理材		中塗り	上塗り	施工方法 工程順	標準膜厚 (μ m)	標準使用量 (g / m ²)	
			①プライマー	②不陸調整材	③主材	④仕上げ材				
			主剤：硬化剤／希釈剤添加率							
塩害仕様	A仕様	ゴム	エポキシ系 1 : 1	エポキシ系 2 : 1	ポリブタジエンゴム系 3 : 2 2回塗り	フッ素系 6 : 1 2回塗り	はけ こて へら はけ 1000 60	100 500 1500 240	P 4橋脚 南・西	
	B仕様	ゴム	エポキシ系 1 : 1	エポキシ系 2 : 1	エポキシ系 1 : 1	フッ素系 6 : 1	はけ へら はけ へら はけ はけ 500 60 30	200 500 200 800 200 100	P 4橋脚 北・東	
					ポリブタジエンゴム系	10%				
					7 : 1					
	C仕様	エポキシ	エポキシ系 4 : 1 20%	エポキシ系 2 : 1	エポキシ系 8 5 : 1 5 3回塗り・5%	フッ素系 4 : 1 10%	はけ こて はけ はけ 660 25	100 500 1050 120	P 5橋脚 南・西	
D仕様	エポキシ	エポキシ系 1 : 1 100%	エポキシ系 2 : 1	エポキシ系 9 : 1 2回塗り	フッ素系 9 : 1 5%	はけ へら はけ はけ 320 30	100 500 700 120	P 5橋脚 北・東		
E仕様	エポキシ	エポキシ系 4 : 1 10%	エポキシ系 2 : 1	柔軟型エポキシ系 5 : 1 2回塗り2%	柔軟型フッ素系 7 : 1 10%	はけ へら はけ はけ 374 30	120 500 700 150	暴露試験のみ		
中性化仕様	F仕様	ウレタ	エポキシ系 1 : 1	エポキシ系 2 : 1	ウレタン系 3 : 1 2回塗り 10%	フッ素系 5 : 1 10%	はけ へら はけ はけ 140 45	100 500 420 120	P 14橋脚 南・西	
	G仕様	ウレタ	エポキシ系 2 : 1 10%	エポキシ系 2 : 1	ウレタン系 5 : 1 2回塗り・10%	フッ素系 7 : 1 10%	はけ へら はけ はけ 120 70	100 500 320 240	P 14橋脚 北・東	
	H仕様	エポキシ	ポリリアミド・硬化型エポキシ系 8 5 : 1 5 10%	エポキシ系 2 : 1	柔軟型エポキシ系 8 0 : 2 0 2回塗り10%	柔軟型フッ素系 7 : 1 10%	はけ へら はけ はけ 240 30	100 500 720 120	P 15橋脚 南・西	
	I仕様	エポキシ	エポキシ系 4 : 1 40%	エポキシ系 2 : 1	柔軟型エポキシ系 8 : 1 2回塗り5%	柔軟型フッ素系 6 : 1 10%	はけ こて はけ はけ 300 30	100 500 640 150	P 15橋脚 北・東	
	J仕様	エポキシ	エポキシ系 1 : 1	エポキシ系 2 : 1	エポキシ系 8 : 1	フッ素系 6 : 1 2回塗り	はけ こて はけ はけ 160 60	100 500 320 240	暴露試験のみ	

9.3 新たな検討課題

9.3.1 材料性能の検証

平成6年度、試験塗装に使用した防食材の構成は、表9-2に示すように、①プライマ、②不陸調整材、③主材、④仕上げ材となっている。

表9-3は、浦戸大橋の試験塗装当初の設計思想と追跡調査3年目完了時点（平成10年）において、新たな検討が必要とされる事項を対比・整理したものである。

表 9-3 試験塗装時の設計思想と追跡調査 3 年目の考察

浦戸大橋試験塗装時の設計思想	追跡調査 3 年目迄の事象	追跡調査 3 年目時点での考察
①コンクリートへの含浸による表面脆弱部の強化性能を要求される“プライマ”には、エポキシ系のものを選定。	コンクリートとプライマとの界面ではなく離れたものがある。	プライマの要求性能が不十分であり、プライマ自体の内部応力の発生やコンクリートとの界面に脆弱層が形成され、付着力低下の要因になったものと推定される。
②コンクリート劣化部を除去した後の不陸を調整する性能を要求される“不陸調整材”としては、エポキシ系の不陸調整材を選定。	プライマと不陸調整材間ではなく離れたものがある。	硬化収縮および熱膨張係数の差による影響により内部応力が発現し、はく離の要因になったものと推定される。
③防食材としての性能を要求される“主材”としては、外部からの有害物質（NaCl、CO ₂ 等）を遮断する目的で、エポキシ系・ポリウレタン系・ポリブタジエンゴム系を選定。	ひび割れ幅の変化への追跡性能に不足するものが見られた。	ひび割れ幅の変化への追跡性能を照査する必要がある。
④主材を紫外線等から防護する性能を要求される“仕上げ材”としては、長期の耐候性を考慮してフッ素系を選定。	特になし。	特になし。

これを踏まえて、付着力評価時の試験手法の評価・検討、それに伴う新たな防食工法の開発を図るべく新たに公募した5社に協力を求め、新たな性能評価試験を開始した。

9.3.2 施工環境の検証

対象橋脚は、海浜部に近く設置され地下水を吸水し易い。特に、塩害仕様の橋脚（P4、P5）は中空構造となっており、道路の路面排水を橋脚内に通して流す設計になっており、底部に水が滞留しやすい構造であった。

一方、料金所に暴露した試験体は、300mm×150mm×60mmのコンクリート板（JIS A 5304）を用い、6面中3面（上面および長側面）は塗装したが、短側面および下面は、水の浸透実態を考慮し未塗装とした。実際に側面より浸透した雨水等の一部が日照により塗膜下への水分の移行を促進し、これが塗膜の付着力低下の一要因になっているものと考えられる。

塗料の促進試験は、一般にサンシャイン・ウェザーメータが多く用いられているが、この促進試験機は、鋼橋の塗装塗膜の仕上げ材の評価を目的に開発されたものであり、コンクリート構造物の塗装系防食材においては塗膜の光沢の変化や色の変化等を中心に屋外暴露との相関性を調査・比較して評価している現状にある。

よって、防食材として用いる塗料の厚膜の材料を、この方法で促進・評価して屋外暴露と

関連付けることは困難である。例えばJH名古屋管理局の防食材の試験⁶⁾の結果では、水蒸気透過量測定において、養生直後の測定値とサンシャインウェザーメータ⁷⁾による700時間試験後の測定値の間に変化が見られなかったが、静岡県御前崎で1年暴露した後の測定値は、約10倍に変化していた（図9-2）。この経験から、今回の促進試験にはサンシャインウェザーメータは採用せず、水没と赤外線加熱によるサイクル試験による新たな手法で行うこととした。

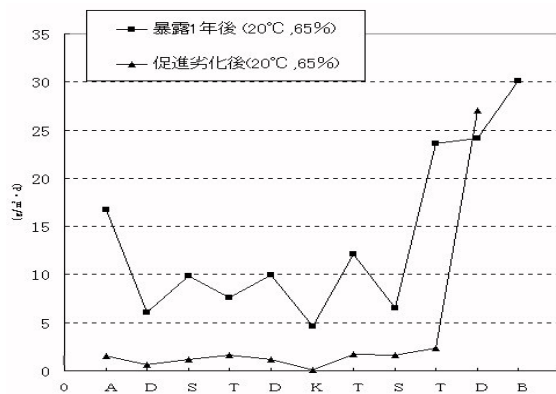


図 9-2 水蒸気透過量測定結果

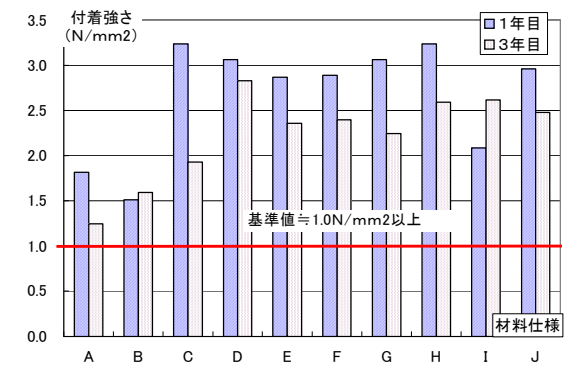


図 9-3 付着強さ試験結果（材料仕様別）

9.3.3 付着性能評価手法の検討

試験塗装橋脚および暴露試験体について、1年目の調査を平成8年2月に行ったが、付着性など欠陥は認められなかった。ついで、平成10年2月に3年目の調査時、カッターナイフで塗膜をカットしたところ、試験塗装橋脚における防食材の付着が悪く、一部の防食材がはく離した。この傾向は、暴露試験体においても同じ傾向が認められた。

よって、付着強さ試験による付着性能評価試験が付着性能を十分評価できているのかが問題となり、以下の3種の評価試験方法を比較することとした。

(1) 付着強さ試験(JSCE-K531-1997)

浦戸大橋の3年目の調査で暴露試験体には、わずかなフクレの発生が認められたため、「付着強さ試験」⁸⁾で付着力低下の検証を行った。その結果、すべての材料で図9-3に示すように規格値¹⁾の1.0N/mm²以上の付着力を示した。

しかし、付着強さ試験後、試験体を詳細に観察すると、測定用治具を取り付ける為にカットした周囲で、塗膜の浮きが認められたものもあり、下地調整方法・塗装時の環境を含めた「付着力低下の原因の追及」および「より適切な付着力試験方法」を見出すべく検討を行なうこととした。検討にあたり、従来の付着強さ試験に加えて、次の2試験についても比較・評価することとした。

- ① カッターナイフ試験：3年間暴露した防食材塗膜が、カッターナイフにより容易にはく離した実状を踏まえて計画
- ② 見かけのはく離強さ試験：付着強さ試験で規格値を満足する防食材が付着強さ試験を行うために、治具の周囲をカットした時、写真9-2に示すように、端部が浮き上がる現象が見られ、塗膜を指で持ち上げると簡単にはく離した。この現象は、単純な一軸

付着ではなくピーリングが問題ではないかという観点から、付着性能を仕事量で示す方法はないかと考え計画

(2) カッターナイフはく離試験

試験方法は、試験体の上面にダイヤモンドカッターにより、50mm×5mmの下地に達するカットを行った後、写真9-3に示すようにカッターナイフの刃先を下まで入れて塗膜のはく離を促し、はく離した所までの長さを測定するものである。カッターナイフはく離試験による橋脚と暴露試験体の相関を、表9-4に示す。



写真 9-2
暴露試験体の浮き状況



写真 9-3
カッターナイフはく離試験

表 9-4 カッターナイフはく離状況 (3 年目)

塗装仕様	橋脚 ^{注1)}	暴露試験体 ^{注1)}
A	無	有
B	無	無
C	有	有
D	有	有
E	—	無
F	無	無
G	無	有
H	有	有
I	有	有
J	—	有

注 1) ここでいう有無とははく離の有無をいう

(3) 見かけのはく離強さ試験

検討に際して、①付着強さ試験のように塗膜の付着面に対し、直角に引き剥がすのではなく、ある程度の角度を持ってはく離させ仕事量を量る、②カッターナイフはく離試験のようにはく離する際の抵抗力（付着力）が定量的に把握できないような試験方法とは明確に区分する必要性を考え、以下の検討を行った。

なお、はく離角度・引張り速度の検討においては、現在JISで規定されている接着剤・粘着テープなどの測定条件を参考とした（表9-5）。

1) はく離角度の検討

はく離角度は、90度と180度が一般に用いられているが、防食材のような厚膜塗膜では、180度で折り返した時点で、塗膜に割れが入り測定ができないものが多いと考え、図9-4¹²⁾を参考に、90度と180度の中間で測定角度がすこしずれても測定結果に及ぼす影響の小さい135度と90度の2水準について検討した。

表 9-5 JIS の接着剤・粘着テープなどの測定条件

JIS-K	試験方法の名称	引張り速度(mm/min)		
		180° はく離	90° はく離	T型はく離
6256	加硫ゴムの接着試験		50 ± 5	50 ± 5
6854	接着剤の接着強さ試験	200 ± 20		100 ± 10
0237	粘着テープ等の試験	300 ± 30	300 ± 30	

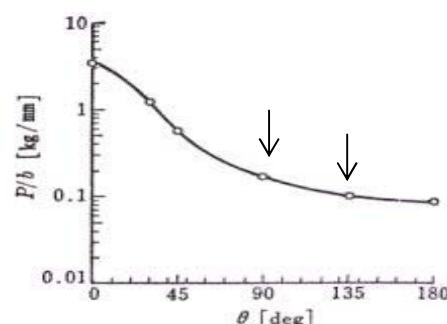


図 9-4 見かけのはく離強さと
はく離角度の関係

2) 引張速度

引張速度は、塗膜の強さを考慮し、50・100・300mm/minの3水準についてガムテープによる予備試験を行い、はく離力にばらつきの少ないものから決定した。

はく離角度と速度を変化させた結果を、表9-6に示す。検討結果より、はく離力の測定条件は、はく離角度135度・引張速度100mm/minが測定条件として適切と考え、はく離性の評価手法として採用した。この試験方法は、試験体の上面にダイヤモンドカッタで幅50mm、長さ60mmの下地に達するカットを行った後、端部から10mmを基盤から剥がす(図9-5)。

表 9-6 はく離角度と速度変化の結果

速 度	50mm/min	100 mm/min	300 mm/min	備 考
90 度 (評価)	測定開始直後に大きなピークが現れ、同一チャート上ではく離力のバラツキが大きい。 ×	2回測定で再現性が悪い。 2回のチャートのパターンが異なる。 ×		テープの粘着面の糸引き現象が大きい。
135 度 (評価)	再現性が悪い。 同一チャート上ではく離力のバラツキは小さい。 ×	2回測定で再現性が良い。 同一チャート上ではく離力のバラツキが小さい。	測定開始後に大きなピークが現れスタート時に異常な力が掛かる。 ×	

評価 : ◎ 優良 × 不良

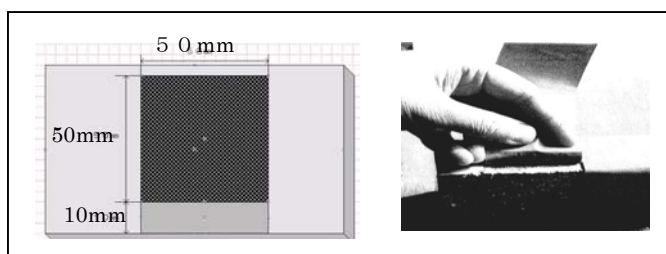


図 9-5 試験体カットとガムテープ貼付け位置

塗膜の補強および塗膜の試験機への取り付けを容易にするため、はく離塗膜の下面(10mm)およびカット部上面(60mm)にガムテープを貼りはく離塗膜(10mm)を上下から挟み込むように固定し、はく離試験(写真9-4)を行いはく離に要した仕事量を測定した。

はく離試験からの見かけのはく離強さの算出方法を、図9-6を用いて以下に記す。



写真 9-4 見かけのはく離強さ測定状況

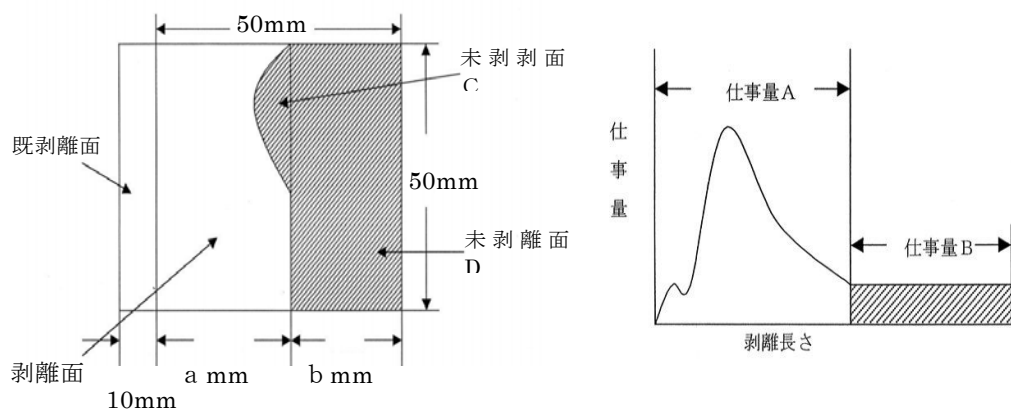


図 9-6 見かけのはく離強さ算出模式

見かけのはく離強さ算出方法

見かけのはく離強さ＝仕事量 A－未はく離面 C の仕事量 式(9.1)

未はく離面 C の仕事量＝ガムテープと仕上げ材との見かけのはく離強さ×未はく離面積 C 式(9.2)

ガムテープと仕上げ材との見かけのはく離強さ＝仕事量 B÷未はく離面積 D 式(9.3)

はく離面積＝ $50 \times a$ —実測 式(9.4)

未はく離面積 C＝実測

未はく離面積 D＝ $50 \times b$ 式(9.5)

ここで、

見かけのはく離強さ：はく離に要した仕事量 ($N \cdot mm$) をはく離面積で除した値

はく離に要した仕事量：図 9-6 に示す仕事量 A および式(9.1)に示す仕事量 ($N \cdot mm$)

はく離面積：図 9-6 示すはく離面および式(9.4)に示す塗膜のはく離面積 (mm^2)

9.4 新たな防食材の選定と試験方法の検討

9.4.1 試験材料の選定

防食材の設計にあたり、メーカーでは設計方針を設定し、それに基づき各層の材料を選定している状況にある。よって、今回の試験材料の選定にあたり、公募に応じた防食材の製造会社の設計方針を評価し、特徴をもつ材料を提案した下記の5社を選定した。即ち、下地処理に関して実績の多いポリマーセメント系のE社、樹脂系としてB社・D社、塗料メーカーとしてC社、コンクリート補修の施工実績が多いA社とし、この5社について、現行のJH規格に適合する防食材料を各社1仕様ずつ選定した（以下、「各社仕様」）。

なお、各社仕様は、A社～E社の5社5仕様でそれぞれの材料名を各社順にAA、BB、II、K、Lとする。あわせて浦戸大橋に用いた既存のデータとの比較を行うべく、過去に浦戸大橋の試験塗装に使用した材料（以下、「浦戸仕様」）。なお、「浦戸仕様」はA社とB社の2仕

社の2仕様でそれぞれの材料名をUAおよびUBとする。)も試験対象とし、同一条件のもとで評価を行うこととした。

9.4.2 試験材料の塗装仕様および設計思想

上記、9.4.1で選定した試験材料の塗装仕様を表9-7に、および各社の設計思想を、表9-8に示す。

表 9-7 塗装仕様の概要

材 料 仕 様 名	塗 装 仕 様				乾燥膜厚(μm)	備 考
	プライマ 塗布量 (kg/m ²)	不陸調整材 塗布量 (kg/m ²)	主 材 塗布量 (kg/m ²)	仕上げ材 塗布量 (kg/m ²)	①プライマ ②不陸調整材 ③主 材 ④仕上 げ材	
U A	エポキシ系 0. 1 0	エポキシ系 0. 5 0	ポリブタジエンゴム系 1. 5 0	フッ素系 0. 2 4		浦戸仕様 A 社
U B	エポキシ系 0. 2 0	エポキシ系 0. 5 0	①エポキシ系0. 2 0 ②ポリブタジエンゴム系 0. 8 0	フッ素系 0. 3 0		浦戸仕様 B 社
A A	エポキシ系 0. 1 0	エポキシ系 0. 5 0 0.07~0.44	ポリブタジエンゴム系 0. 7 5	フッ素系 0. 1 2	①0, ②0 ③500 ④30	各社仕様 A 社
B B	エポキシ系 0. 1 0	エポキシ系 0. 5 0 1. 0	①柔軟型エポキシ系 0. 2 5 ②ポリブタジエンゴム系 0. 4 0	柔軟型フッ 素系 0. 1 5	①45 (350+700) (150+200) ④30	各社仕様 B 社
I I	エポキシ系 0. 1 0	エポキシ系 0. 5 0 1. 0 0	柔軟型エポキシ系 0. 2 7	低汚染柔軟 型フッ素系 0. 1 5	① 30 ② (210+420)③160 ④30	各社仕様 C 社
K	水系 エポキシ系 0. 0 5	ポリマー セメント 1. 6 0	変性ウレタン系 0. 2 0 0. 2 5	アクリルウ レタン系 0. 1 5	①0, ②0 ③250 ④30	各社仕様 D 社
L	—	ポリマー セメント 1. 6 0	—	水性アクリ ル樹脂 0. 3 6	①0, ②1000 ③0 ④300	各社仕様 E 社

表 9-8 各社仕様の設計思想

会 社 名 (材料名) 種 別	A 社 (AA)	B 社 (BB)	C 社 (I I)	D 社 (K)	E 社 (L)
プライマー	コンクリートと不陸調整材との付着性向上、塗料の吸い込み防止を重視	コンクリートの含浸補強およびコンクリート表面の改質を行い、下地調整剤との密着性向上	含浸性、付着性を重視	下地コンクリートの水分の影響を受けにくい不陸調整材との接着性重視 ポリマーセメントの樹脂・水分をコンクリートに移行させない	
不陸調整材	コンクリートの凹凸・ボイドを充填し平面形成	下地の平滑性確保 作業性重視	充填性、アンカー効果による付着性重視	フクレ防止とひびわれ追従性重視	下地コンクリートとの馴染みと通気性重視
目 止 め				不陸調整材と主材の接着性重視	
主 材	ひび割れ追従性、遮断性、耐久性重視 厚膜化を考慮	下地調整剤との密着性確保 柔軟性材料の使い分け	伸び率、遮断性を重視	JH の塩害仕様対応品でひびわれ追従性重視	
仕上げ材	耐候性重視	主材との密着性が高く、耐候性が良い材料。	耐候性、低汚染性を重視	耐候性と主材との接着性重視	ひび割れ追従性、長期安定性、作業環境の影響を受けにくさを重視
浦戸仕様からの改良点	変更なし	全面見直し。塗布量の変更および主材エポキシの変更	不陸調整材を樹脂リッチから骨材を増やし主材との付着性を向上		

9.4.3 試験体の選定

試験体として付着試験用にコンクリート板、内部応力測定用に燐青銅板を使用した。

(1) コンクリート試験体

コンクリート試験体の形状は、屋外暴露試験用：500mm×100mm×100mm、促進試験用：300mm×150mm×60mmとした。コンクリート試験体は、28日養生後、塗装面の下地処理として①～③の3種類の条件で実施した。

① ショットブラスト（写真9-5）

対象：各社仕様に適用（暴露、促進試験）

内容：1.2mmのスチールを50kg/m²吹付けブラスト



写真9-5 ブラストケレンの試験体

② サンダケレン（写真9-6）

対象：各社仕様（暴露試験）および浦戸仕様（暴露、促進試験）に適用

内容：CC-16の研磨紙を付けたディスクサンダでケレン(ケレン後の平均粗さ；実測で34 μm)



写真9-6 サンダケレンの試験体

③ ケレンなし（写真9-7）

対象：各社仕様（暴露、促進試験）および浦戸仕様（促進試験）に適用



写真9-7 ケレンなしの試験体

(2) 燐青銅板

燐青銅板(JIS H3130 C5210)は、120mm×20mm×0.1mmの薄板をシンナー洗浄して使用した。

9.4.4 試験体への塗装

塗装方法は、以下の試験条件に従うものとし、その他については、表9-7に示す各社仕様（各社の推薦材料）を各社の塗付量および塗装間隔で施工した。

(1) 塗装および養生条件

現場における塗装環境の影響を検討するため、下記の3種類の条件で行った。

- ① 標準状態：温度20℃湿度65%の環境で塗装し養生
- ② 結露状態：試験体を10℃の環境に4時間冷却し、温度20℃湿度65%の室に移し、直ちに塗装しその環境で養生
- ③ 低温状態：温度10℃湿度65%の環境で塗装し養生

(2) 不陸調整材（パテ）の使用量

不陸調整材の使用量は、表9-9のとおりとした。なお、ポリマーセメント系の防食材については、不陸調整材のJH規定量がないため、各社の材料カタログもしくは塗装仕様書に記載されている量を使用することとした。

以上から、試験体の下地処理状態による影響、施工環境による影響、不陸調整材の使用量による影響が、施工性ならびに付着性に与える効果を検討した。

表9-9 不陸調整材の試験条件

使用量区分	樹脂系（エポキシ系）	ポリマーセメント系
	AA、BB、II、UA*2、UB*2	K、L
規定量	JHの基準*1により定めている量（0.5kg/m ² ）	各社の材料仕様書の量
必要適切量	試験体の表面状態を判断してメーカーが決定した量	同 左

*1コンクリート保護工技術資料³⁾に規定

*2浦戸仕様材料

9.4.5 屋外暴露試験

下地処理状態3種類に塗装した試験体は、静岡県御前崎暴露場（日本塗料検査協会試験場）において、平成10年11月より暴露し、1・3・5年後に付着性能試験を行い、促進試験との相関および最適防食材料の性能基準を作成する資料とすることとした。

9.4.6 促進試験

促進試験の条件は、付着力低下の検証を目的に、平成6年度に試験塗装した浦戸大橋の橋脚の設置環境を再現させることを前提に、試験条件を下記①～②を繰り返す試験工程で促進試験を行うこととした。

① 冷水浸漬（地下水の吸い上げを対象）

試験体を上部10mmが水中から出るように10℃の水中に水平に置き24時間浸漬させる。

② 表面加熱（日照による影響を対象）

上記①が終わった試験体を取り出し、試験体の表面温度が、約55～60℃になるようにして24時間赤外線ランプで加熱することにより、初期には塗膜と試験体との間に45～50℃の温度差を与え、塗膜の内部応力を大きくするとともに塗膜下の水分を界面へ移行させ付着力低下を誘因させながら塗膜の硬化を促す。

上記の①～②の浸漬と加熱を1サイクルとして、粘弾性特性から促進試験サイクル数を

決定した。

9.4.7 硬化収縮率および熱膨張率

不陸調整材の硬化収縮率および熱膨張率を、JHの断面修復材の試験方法⁹⁾で測定した。

(1) 硬化収縮率の測定

内のり $40\text{mm} \times 40\text{mm} \times 160\text{mm}$ のゲージプラグ付き金型に所定の材料をコテで充填し、温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 、湿度 $65 \pm 5\%$ の状態で2日間気中養生後、型枠から脱型しすぐに基長を JIS A-1129のダイヤルゲージ方法で測定した。

この試験体を更に温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 、湿度 $65 \pm 5\%$ の状態で28日間養生後再び長さを測定し、この差から長さ変化率を計算し、硬化収縮率を算出した。

(2) 熱膨張率の測定

硬化収縮率の測定が終わった試験体を、 60°C の恒温槽で恒量になるまで14日間養生した後、上記と同様の方法で 60°C で基長を測定した。

この試験体を、 20°C の恒温槽で24時間冷却したのち、再び長さを測定し、この長さの変化量から熱膨張率を算出した。

9.4.8 内部応力

塗膜が硬化する過程で収縮等により内部応力が発生する現象を確認するため、9.4.3 (2)の燐青銅板に試料を塗装して試験体を作成し、以下に示す条件のもと試験体の歪み量を測定した（図9-7、写真9-8）。

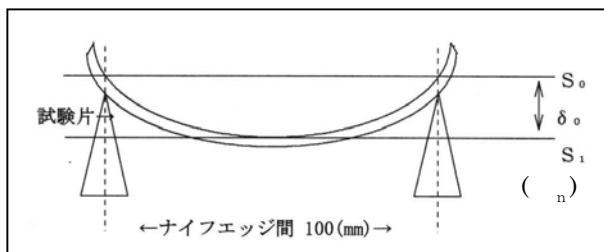


図 9-7 燐青銅板による内部応力測定



写真 9-8 読み取り顕微鏡による歪み測定

(1) 測定条件

①温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 湿度 $65 \pm 5\%$ 、②温度 $40 \pm 3^\circ\text{C}$ 湿度 $65 \pm 5\%$ の2条件で測定した。

(2) 養生時間

1、3、7、14、21、28日間気中養生（参考として2～3ヶ月後迄適宜養生後に測定を実施）。

(3) 内部応力の計算

内部応力（P）は、試料の内部応力発生に伴うたわみ量（ $\delta_n - \delta_0$ ）を用いて式(9.6)から求めた。

$$P = \frac{E_2 \times 2 \times 10^2}{12 \times h_1 \times \quad \times H} \times \frac{9.8}{100} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{式(9.6)}$$

ここに : 曲率半径 (mm)

$$= \frac{L \times L}{8 \times (\quad - \quad)} + \frac{(\quad - \quad)}{2}$$

L : ナイフエッジ間距離 (100mm)

h_1 : 塗膜の膜厚 (μm)

h_2 : 燐青銅版の厚さ (μm)

H : $h_1 + h_2$ (μmm)

E_2 : 燐青銅板のヤング率 ($12.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)

9.5 試験方法の評価

9.5.1 施工性

(1) 試験体の下地処理状態とプライマ、不陸調整材の塗布量

スチールブラストケレンした試験体への塗付工程別使用量は、サンダーケレンした試験体を基準1としたとき、プライマは、1.4～1.6倍、エポキシ系不陸調整材は、2.7～3.3倍の使用量であった。ポリマーセメント系は標準使用量が多く、差は認められなかった。

(2) 塗装環境による施工性

結露状態で試験体に塗装した場合、試験体温度が上昇するのに従って、ケレンなしでは、試験体の表面穴中の空気が膨張しふくれが多く発生した。ふくれ中の空気を無くし平滑に仕上げる作業が手間となったが、ブラストケレンでは、この表面穴がケレンによって除かれていたために施工性は良好であった。

9.5.2 促進試験の評価

(1) 測定方法

屋外暴露試験3年分のデータを蓄積保有している浦戸仕様で作成した試験体の養生後および促進試験後の粘弾性特性を、H100型微小硬度測定器（フィッシャースコープ社製）（写真9-9、図9-8）を用いて測定し、その粘弾性特性（表9-10）から促進試験の「浦戸大橋における暴露3年に相当する試験サイクル数」を評価した。

(2) 塗膜層の粘弾性特性の比較(UA、UB)

表9-10に、浦戸大橋料金所にて実際に暴露した試験体の初期値と3年暴露後の結果、今回実施した促進試験による17サイクル時点の結果を示す。

UBの初期に於けるユニバーサル硬さ値、見掛けヤング率および塑性変形の硬さ値は、UAのそれに比べて小さく、また押し込み深さは大きい。このことはUAに比べてかなり軟質であることを示唆している。しかしながら、促進試験、暴露の進行とともに弾性変形の仕事割合および塑性変形の仕事割合の変化はUAの場合より大きく、粘弾性的にはUAの方

が安定していると言える。

UAの促進試験の場合、紫外線による塗膜表面の劣化は少ないものの塗膜層の粘弾性特性のみを比較すると浦戸の3年暴露経過は、促進サイクル試験の17サイクル以上に相当すると考えられる。

UBの暴露3年の粘弾性特性と促進サイクル試験の特数値を比較すると17サイクルでは粘弾性が大きくなっており、3年暴露は10サイクルから15サイクルに相当するが、5年暴露後の試験片との対応を考え、促進サイクル数は20サイクルとした。



写真 9-9 表面微小硬度測定器

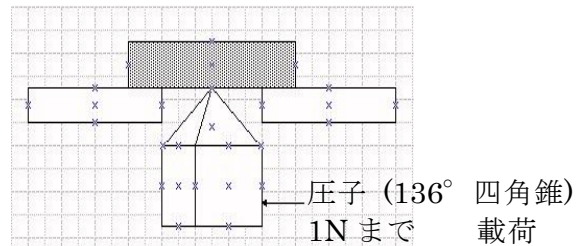


図 9-8 表面微小硬度測定器の測定部

表 9-10 塗膜の粘弾性比較 (UA と UB の例)

仕様材料名	暴露年	試験サイクル数	押し込みによる全仕事量	弾性変形の仕割割合	塑性変形の仕割割合	見掛けのヤング率	ユニバーサル硬さ値	塑性変形の硬さ値	塑性領域の押し込み深さ	弾性領域の押し込み深さ
	時期	回	nJ	%	%	Gpa	N/mm ²	N/mm ²	μm	μm
UA	初期		45835	72.3	27.6	0.03	1.81	4	94.67	49.12
	3 年		39471	50.9	49.1	0.06	2.91	5	86.16	29.06
		17	39669	56.8	43.1	0.06	2.54	5	93.30	32.66
UB	初期		58912	61.9	38.1	0.02	0.84	1	162.21	43.44
	3 年		55748	31.6	68.3	0.05	1.61	2	129.63	24.49
		17	57347	21.0	79.0	0.08	2.31	3	114.53	19.83

なお、ユニバーサル硬さ値 (HU) は、式(9.7)で示される。

HU＝試験荷重／試験荷重下でのビッカース圧子の表面積

$$= F / 26.43 h^2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{式(9.7)}$$

ここで、 F:試験荷重 (N)

h:試験荷重下での押し込み深さ (mm)

9.6 試験結果および評価

9.6.1 付着強さ

塗膜は、プライマ～仕上げ材により構成され、その付着力評価は、その弱部を評価することとなる。ここでは、全体としての防食材の付着力評価と材料性能について試験結果をまとめた。試験結果を分散分析し、危険率10%以下のものを下記に示す。

(1) 養生後

各要因の平均付着強さを図9-9に、塗膜の構成を図9-10に示す。なお、その数値を不等記号により比較評価する。

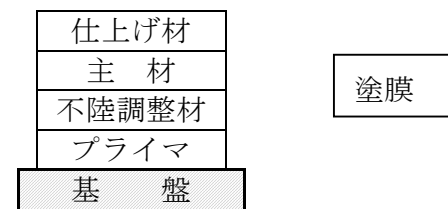
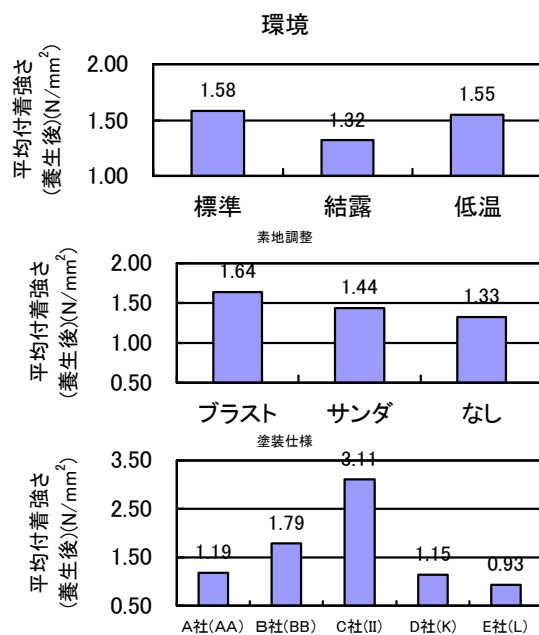


図 9-10 塗膜の構成

図 9-9 各要因の養生後の平均付着強さ

① 塗装環境

標準＝低温＞結露

図より、結露環境での付着の悪さが明らかである。

② 塗料の種類

II＞BB AA＞K＞L の順となった。

KとLは、主材または不陸調整材にポリマーセメント系を、その他3社は、不陸調整材にエポキシ系を使用しており、使用材料の違いによるものと考えられる。また試験の破断場所も付着強さの大きいIIは、総て基板破壊であったのに対して、ポリマーセメント系は、不陸調整材の凝集破壊が多く6週間程度の養生期間では養生が不足していると考えられる。BBは、エポキシ系の主材とポリブタジエンゴム系の主材間の界面剥離が多く、1層目と2層目の物性差に問題があるのではないかと考える。

③ 下地処理

ブラスト＞サンダケレン＞ケレンなし

コンクリート表面の健全な状態が必要であり、下地調整の必要性が良く判る。

(2) 促進試験後

全試料で観察すると促進試験(5.(2)で決定した促進試験回数)により付着強さは向上した。各社の塗装材料毎に観察すると

AAは、低温で塗装した試験体の付着強さが低下した。

BBは、標準および結露環境で塗装した試験体は促進試験により付着強さが向上し、破断場所が主材と主材の界面破断から基板とプライマの界面破断に変わった。

IIは、促進試験により総ての条件で付着強さは向上した。

Kは、試験体のケレンの影響が大きく、ブラストケレンした試験体は、促進試験により付着強さは低下したが、ケレンなしでは向上した。

⑤ Lは、結露条件で塗装した試験体の付着強さは促進試験によって養生が進行し向上した。

(3) 養生後と促進試験後との相関性

養生後と促進試験後との相関性は、表9-11に示すように、各社仕様毎に算出ではAAのみが相関係数0.7以上であるが、全試料では良い相関が得られた。

個々のデータは狭い範囲に散布するが、全試料でまとめると図9-11に示す相関が得られ、この回帰式は $y=1.1964x+0.1379$ である。

表 9-11 養生後と促進 20 サイクル後との相関性

材 料 名	相関係数 (r)
AA	0.716
BB	0.393
II	0.597
K	0.445
L	0.338
全 体	0.854
AA を除く	0.909

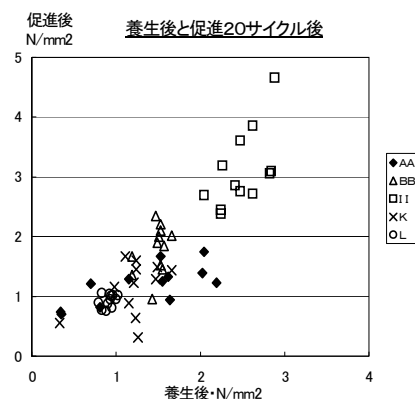


図 9-11 養生後と促進 20 サイクル後の付着力の相関

9.6.2 カッターナイフはく離試験

試験結果を分散分析し、危険率10%以下のものを下記に示す。なお、カッターナイフはく離長さは50mmを最大とし、この値が大きいほどはく離しやすいとみなす。

(1) 養生後

各要因のカッターナイフはく離長さを、図9-12および下記に示す。

① 塗装環境

結露 > 低温 > 標準

結露環境において塗装したものがはく離し易いのは、9.6.1付着強さの項の内容と同じ傾向である。

② 塗料の種類

AA L > K > II > BBの順となった。

AAは、ケレンなしの試験体のはく離が多く、はく離場所は、プライマと基板または不陸

調整材とのはく離であり、プライマに問題があると思える。

③ 下地調整

ケレンなし>サンダケレン>ブラストケレン

この傾向は、付着強さと同じ傾向である。

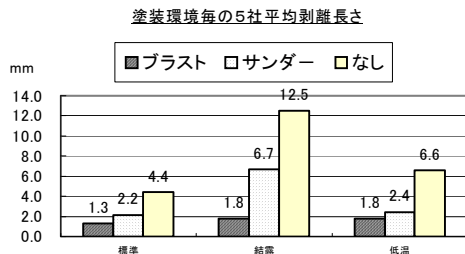


図 9-12 塗装環境と剥離長さ

表 9-12 分散分析の結果 (II 平均値)

要 因		F ₀ ⁽¹⁾	%	養生後 (mm)	促進後 (mm)
塗装環境	標準	***	33	1.2	0
	結露	***	76	2.3	1.3
	低温	***	60	2.7	0

注 (1) ***は危険率 1%のときの有意差を示す

(2) 促進試験後

各材料の代表例として、エポキシ系とポリマーセメント系の材料の養生後と促進試験後の平均剥離長さを、以下に示す。

① エポキシ系の材料 (AA・BB・II) の代表例として、IIの試験結果を表9-12に示す。

② ポリマーセメント系の材料 (K・L) の一例として、Lの試験結果を表9-13に示す。

養生後に比べ促進試験により、はく離し難くなった。

表9-14より、AAのみ促進試験ではく離し易くなった。

表 9-13 分散分析の結果 (L 平均値)

要 因		F ₀ ⁽¹⁾	%	養生後 (mm)	促進後 (mm)
塗装環境	標準	***	58	4	1.5
	結露	***	82	5.2	0.5
	低温	***	75	4.2	0.8

注 (1) ***は危険率 1%のときの有意差を示す

表 9-14 養生後と促進試験後のはく離長さ比較 (平均値)

単位 (mm)					
材料	AA	BB	II	K	L
養生後	10.1	1.4	2.1	2.8	4.4
促進後	12.4	1.4	0.4	2.3	0.9

(3) 養生後と促進試験後との相関性

養生後と促進試験後との相関性を、図9-13示す。材料毎に算出すると、相関係数0.7以上はAAのみであった (表9-15)。

9.6.3 見掛けのはく離強さ

見掛けのはく離強さ測定結果を、分散分析し危険率10%以下のものを、下記に示す。

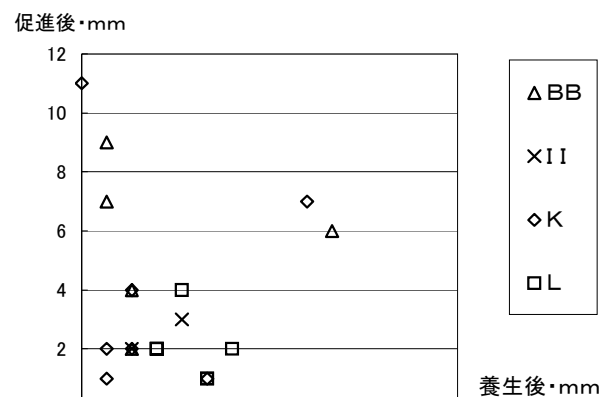


図 9-13 カッターはく離試験の養生後と促進 20 サイクル後

(1) 養生後

各要因の見掛けのはく離強さを、図9-14に示す。

① 塗装環境

標準＞低温＞結露

この傾向は、付着強度試験、カッターナイフはく離試験ともに同一であり、結露環境での施工が付着力低下の原因となることが良く判る。

② 塗料の種類

見掛けのはく離強さは、

AA＞BB＞II＞K＞L となった。

(2) 促進試験後

養生後と促進試験後と比較するとはく離強さが向上したものと、低下したものがある。

AAは、促進試験の影響が認められない。

Lは、促進試験で低下の傾向が見られる。

BBは、ブラストケレンした試験体は促進試験で向上した。

IIは、促進試験によってブラストケレンしたものは向上、ケレンなしは低下した。

Kは、促進試験の影響があまり認められない。

(3) 養生後と促進試験後との相関性

養生後と促進試験後の相関性は、表9-16に示すように各社毎に算出すると、Kが相関係数0.7以上であるが、全試料で算出しても相関は認められない。

表 9-15 相関表

材 料 名	相関係数 (r)
AA	0.710
BB	0.391
II	0.321
K	0.041
L	-0.077
全体	0.731
AA を除く	0.513

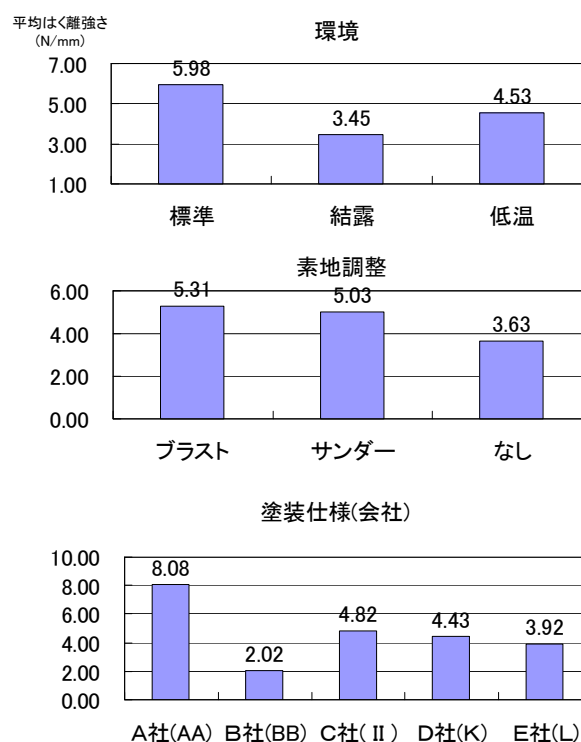


図 9-14 各要因の平均見掛けのはく離強さ

表 9-16 相関表

材料名	相関係数(r)	備 考
AA	0.574	
BB	0.372	ブラスト・標準・規定量除く
II	-0.066	
K	0.713	下地処理なし・標準・規定量除く
L	-0.320	
全 体	0.713	
AA を除く	-0.087 0.437	上記 2 条件を除く

表 9-17 硬化収縮率および熱膨張係数

材料名	硬化収縮率 (%)	熱膨張係数 (/)	種 類
AA	0.030	4.2×10^{-5}	エポキシ
BB	0.031	3.1×10^{-5}	エポキシ
II	0.337	4.9×10^{-5}	エポキシ
K	0.024	1.0×10^{-5}	ポリマーセメント
L	0.024	0.8×10^{-5}	ポリマーセメント

9.6.4 硬化収縮率および熱膨張率

計測の結果は表9-17に示すように、硬化収縮率はC社が断面修復材の規格値の6.7倍と著しく大きく、熱膨張係数はポリマーセメント系に比べエポキシ系が4～5倍大きい。

9.6.5 内部応力

①温度20℃湿度65%、②温度40℃湿度65%の2条件で測定したが、条件①では、試験条件として設定した28日間の養生では期間が短く、安定した試験結果が得られなかった。各塗装系による膜厚で換算した条件②での28日養生後の内部応力の試験結果（表9-18）より下記の事項がいえる。

表 9-18 各補修材の内部応力（28 日養生後）

（単位：N/mm²）

材料名	プライマ	不陸調整材	主材	上塗り
AA	391	55	215	42**
BB	12	16	11+0**	8**
UB	23	16	53+0**	24**
II	99	156	25	9
K	26***	5	0**	51
L	—	8*	—	64

* ポリマーセメント系

** 残留溶剤等によると思われる影響が認められる

*** 目止め材

- ① プライマの内部応力は、AAが特に大きく、次いでIIである。
- ② 不陸調整材は、IIが著しく大きく硬化収縮率から考えて頷ける。樹脂系に比べてポリマーセメント系は著しく小さい。
- ③ 主材は、AAのポリブタジエンゴム系が大きい値を示した。
- ④ 仕上げ材は、Lの水性アクリルとKのアクリルウレタンが大きい値を示した。

9.7 考察

9.7.1 養生後

(1) 塗装環境

結露環境の3条件（20℃の標準環境・10℃の低温環境・10℃から20℃へ移した直後に塗装する結露環境）で付着試験を行った結果、付着強さ・カッターナイフはく離・見掛けのはく離強さともに結露環境で塗装した時が一番悪く、ついで低温環境、標準環境の順に付着力は良くなる。

この結果、規格試験など試験体作成条件時の塗装環境・養生環境ならびに養生期間については、施工実態を踏まえた再検討が必要である。

(2) 下地処理

今回の試験は、ブラストケレン・サンダケレン・ケレンなしの3条件で試験体を作成したが、付着性はブラストケレン、サンダケレンとなり、ケレンなしは、はく離し易かった。ただし、ケレンなしの場合でも、不陸調整材にポリマーセメントを使用した時は、樹脂系プライマに比べて付着が良い。

(3) 各社の材料について

不陸調整材にポリマーセメントを用いたものは、塗装後45～47日養生して付着強さを測定した結果、エポキシ系に比較して養生不足のためか凝集破壊が多く生じ、また付着力も1N/mm² 前後で小さい結果となった。

樹脂系の不陸調整材を用いたものは、メーカー間で差が大きく、この差がケレンなしの試験体に顕著に現れ、基板とプライマとの界面破断やプライマとパテとの界面破断が多く発生した。よって、これら材料の設計に問題があると思われる。

今後、相関性を明確にしたうえで試験方法の確立を図る必要がある。

9.7.2 促進試験後

(1) 養生後と促進後の関係

- ① 付着強さは、促進試験を行うことにより材料の養生が進み、大きくなることが全試料で認められ、相関が認められた。
- ② カッターナイフはく離は、促進試験を行うことにより、AAは剥がれ易くなったものの、その他の試料は剥がれ難くなり相関が認められた。
- ③ 見掛けのはく離強さは、促進試験を行うことにより向上するものと、低下するものがあり相関は認められない。

(2) 浦戸大橋3年目との関係

浦戸大橋3年暴露に相当する促進試験のサイクル数を塗料の粘弾性で評価したものを、表9-19に示す。本研究で採用した水没と赤外線加熱による促進試験方法が図9-11と比べても相関があることが明らかになった。

表 9-19 暴露3年に相当する促進サイクル数

付着試験方法	AA	BB
付着強さ	5	14
カッターナイフはく離	9	15～20
見かけのはく離強さ	10	10
塗膜の粘弾性による評価	13～20	10～15

9.7.3 試験方法間の相関

(1) 付着性

- ① 付着強さとカッターナイフはく離は、養生後・促進試験後ともAAとK、促進後はBBに相関が認められるが、全試料での相関は認められない。
- ② 付着強さと見かけのはく離強さは、養生後・促進試験後ともAA、促進後はBBに相関が認められるが、全試料での相関は認められない。
- ③ カッターナイフはく離と見掛けのはく離強さは、養生後・促進試験後ともAAに相関が認められるが、全試料での相関は認められない。

(2) 不陸調整材の硬化収縮率

- ① 付着強さと硬化収縮率は、養生後・促進試験後とも全試料での正相関が認められたが、付着理論では負相関になるべきであり、塗膜の破断場所が不陸調整材の界面以外の所が多くあり、塗膜自身の硬化の進行が遅れているためと判断した。
- ② カッターナイフはく離と硬化収縮率は、養生後・促進試験後とも全試料での相関は認められない。
- ③ 見掛けのはく離強さと硬化収縮率は、養生後のケレンなしの結露条件のみに正相関が認められたが、その原因は①と同様に考えられる。その他の条件と促進試験後とも全試料の相関は認められない。

(3) 不陸調整材の熱膨張係数

- ① 付着強さと熱膨張係数は、養生後のブラストケレンとサンダケレンの全平均と促進試験後のブラストケレンの標準・結露条件で正相関が認められたが、硬化収縮率同様に付着理論では負相関になるべきであり、不陸調整材の硬化不十分によるものと判断した。
- ② カッターナイフはく離と熱膨張係数は、養生後と促進試験後のブラストケレンの標準条件のみに正相関が認められたが、その原因は①と同様に考えられる。
- ③ 見かけのはく離強さと熱膨張係数は、養生後のブラストケレンの結露条件のみに正相関が認められたが、その原因は①と同様と考える。

(4) 内部応力

- ① 測定温度20℃湿度65%の条件で28日養生した時点では、内部応力の発生が認められない。
 - ② 測定温度40℃湿度65%の条件で28日養生した時には、内部応力の発生が認められ、各社の塗装仕様による膜厚に換算して内部応力(N/mm²)の大きかったのは、AAのプライマと主材であり、次いでIIの不陸調整材であった。(図9-15、図9-16)
- 付着試験の結果、AAの破断場所は基板とプライマまたはプライマと不陸調整材との界面はく離が、他の材料より多かった一要因とも考えられる。
- IIの不陸調整材は、硬化収縮率が他の材料より1桁大きかった。硬化収縮率の大きさが結果として内部応力を大きくしている原因と考えられる。

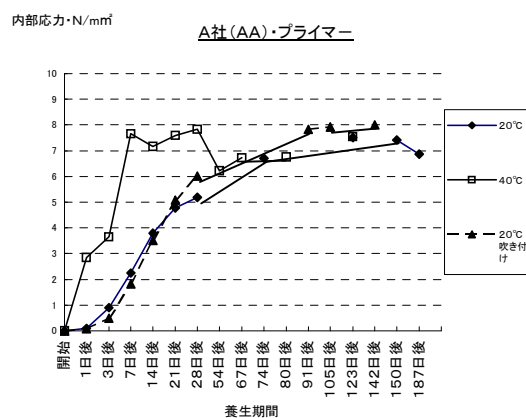
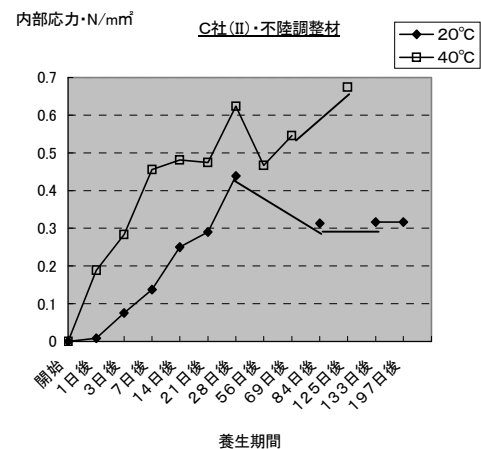


図 9-15 プライマの内部応力



間を決定する必要がある。

- ② 防食材の内部応力の測定方法は、試験体（燐青銅板に塗装したもの）のひずみ量から算出する方法が有効で、初期の塗膜の硬化状況が評価できる。
- ③ 試験体の作成条件により、付着性が大きく異なる結果となった。実施工環境に近いと思われる結露環境で作成した試験体が、今回行った3種類の付着試験全てにおいて劣っていたことから、実態を踏まえた試験体の作成条件の見直し・検討が必要である。
- ④ 防食材の付着性の促進試験としては、水没と赤外線加熱によるサイクル試験が有効である。
- ⑤ 塗膜の劣化を評価するにあたり、その硬化状況を判断する手法として、微小硬度測定器による粘弾性特性の変化から判断する方法が有効である。
- ⑥ 付着試験方法として3種類について検討を加えたが、測定値に影響する要因がそれぞれ異なり、測定結果に相関性が認められない。よって今後、この3種類の試験方法のメカニズムを明らかにするとともに、使用実態を踏まえた付着性評価方法を検討することが必要である。
- ⑦ 防食材の付着強さについては、対象構造物が保持される値以上であれば良いと考える。一方、塗膜のふくれと付着強さの関係から樹脂系の材料では 1.45N/mm^2 以上、見かけの剥離強さは 1.47N/mm 以上が必要である。（図9-17）
- ⑧ 防食材の能力を十分に発揮させるためには、施工時の禁止条件(下地調整・表面水分・結露環境・湿度等)を明確にしておく必要がある。

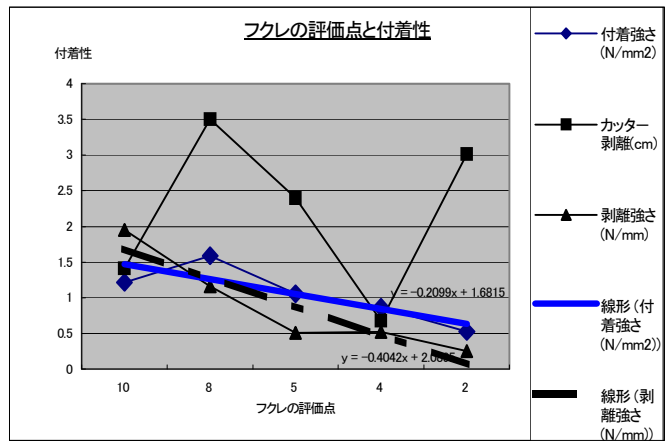


図 9-17 フクレの評価点と付着性部応力

9.8.2 今後の方針

以上、現時点で明らかになった事項についてまとめたが、今後下記事項に関し明らかにしていく所存である。

- ① 防食材の暴露試験結果と促進試験との相関
- ② 燐青銅板を用いた内部応力と実態との相関性の究明
- ③ 構造物の管理者としての防食材の設計思想の決定

近年コンクリート構造物において、環境の著しい変化のため、塩害・中性化・アルカリ骨材反応による劣化が多く見出されつつある。現在、高知において15種類のコンクリート塗装系防食材の評価を実施中であり、本章により提案されたコンクリート塗装系防食材の評価手法により、耐久性のある適切な防食材が見出され、要求性能を満足する塗装系防食材を開発・提案していく予定である。また、今後、コンクリート構造物の建設にあたり、環境評価・ライフサイクルコストを踏まえた設計を行うことにより、コンクリート構造物に初期から塗装し、維持管理していくことも多くなると考える。

[第9章の参考文献]

- 1) 日本道路公団：維持管理要領（橋梁編），第3編コンクリート構造物[]高欄・地覆，塗装材料規格，1988.5
- 2) 豊福俊泰，吉岡博幸，用害比呂之，関根信哉：コンクリート塗装材の品質試験，コンクリート工学，vol.28，No2，pp23-31，1990.2
- 3) 日本道路公団試験研究所：試験研究所技術資料，第121号，材料施工資料（第1号），コンクリート保護工，p78
- 4) 佐々木祐三，森山 守：最近技術を融合した塩害橋梁の大規模補修補強，土木学会誌，pp10-13，1995.11
- 5) 増田 隆，松永嘉久，渡邊芳春：超高強度コンクリートによる橋脚の補強－親不知海岸高架橋－，コンクリート工学，vol.31，No9，pp53-61，1993.9
- 6) 野田幹夫，小川 健，小柳 洽，川村満紀：凍結防止剤散布環境下におけるASRによるコンクリート構造物の損傷状況調査，コンクリート工学，vol.36，No.9，pp15-21，1998.9
- 7) 日本道路公団試験法：JHS406-1997，塗料の促進耐候性試験方法
- 8) 日本道路公団試験法：JHS417-1999，コンクリート塗装材の品質規格試験方法4.6コンクリート付着試験
- 9) 日本道路公団試験法：JHS416-1999，断面修復材料品質規格試験方法
- 10) 鳥取誠一，土田伸治，宮川豊章：ひび割れと鉄筋腐食に関する暴露試験に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，コンクリート工学論文集，vol.10，No.3，pp1-15，1999.9
- 11) 村野健太郎：日本における酸性雨，酸性霧の現況と課題，防錆管理，pp18-24，1997.5
- 12) 日本工業新聞社：接着強さと破壊 接着ハンドブック，日本接着協会編，pp75-76，1971
- 13) 岩井弘，吉田豊彦：ユニバーサル硬さ試験による塗膜の劣化過程に於ける物性の評価，財団法人日本塗料検査協会，Vague，日塗検ニュース106，2000冬号，pp2-5
- 14) 樺山好幸：21世紀のPC技術 コンクリート構造物のマネジメントシステム，プレストレストコンクリート，vol.43，no.1，pp36-43，2001.2

第 10 章 結論

10.1 はじめに

コンクリート構造物（プレストレストコンクリート構造物も含む）は、コンクリートと鋼材が有する互いの長所を生かして、互いの短所を補完し合う理想的な構造形式であり、元来、耐久性能に富む構造物である。コンクリート構造物を設計する場合、従来は載荷荷重や耐震設計のような力学的挙動の設計、すなわち、空間的なシナリオが中心であった。しかし、近年は構造物の耐久性の観点から、時間軸に対する構造性能の計画案である時間的なシナリオが重要視されるようになった。すなわち、どのような将来像をコンクリート構造物に期待し、コンクリート構造物にどのような挙動をさせるのか、というシナリオをデザインすることが重要となっている。

コンクリート構造物の時間軸に沿ったシナリオをデザインする場合、維持管理技術、特に、補修、補強、リハビリテーション、廃棄、再利用に対するマネジメント技術がなければ、経時的な構造性能の評価はできない。さらに、土木分野のコンクリート構造物の場合、劣化現象として最も重要な「塩害」、「中性化」、「アルカリ骨材反応」については、劣化メカニズムに対する適切な補修・補強工法の確立（耐久性評価も含む）が極めて重要である。

コンクリート構造物のマネジメントには、コンクリート構造物の時空間内における挙動を予めいくつかのシナリオとして設定し、達成可能かどうかを判定するという手順を執るのが最もわかりやすい。そのためには、コンクリート構造物の計画から管理までのデータの蓄積および解析が不可欠かつ急務である。

JH では、この要求に対応すべくブリッジマネジメントシステム(BMS)の構築を行っている現況である。これは、JH 内の各組織において、橋梁台帳（W/C、かぶり等含む）、点検データ（従来の点検データおよび初期点検データ）、補修・補強データなど、個別に保存しているデータを統合し、維持管理を支援し、新設橋梁の計画、耐久性・補修工法の評価にもフィードバックする情報システムである。

建設時の構造データや点検・補修データは、現在、ローカルデータベースとしてそれを管理する地域で DB 化されている。これらを、要求性能を明らかにした BMS として一元化し、これに劣化予測に必要なデータを加えた新たな BMS と

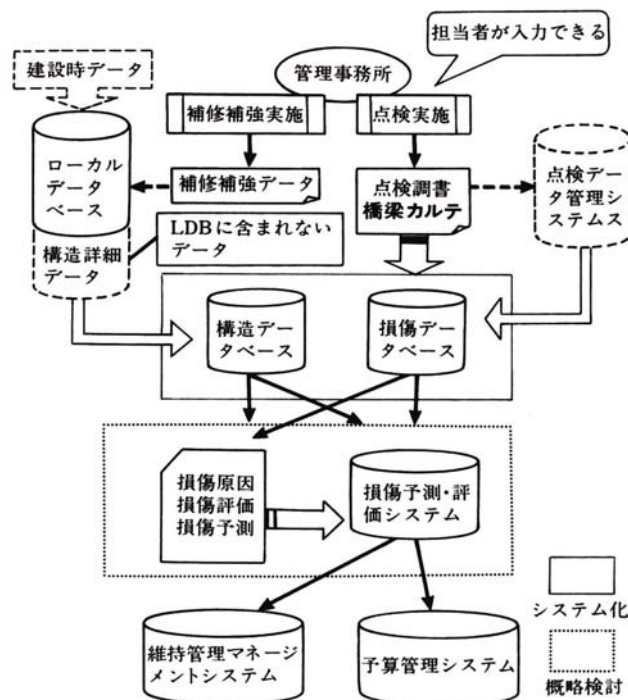


図 10-1 BMS の構想図

して再構築することにより、建設・維持管理におけるデータの機能化はもちろんのこと、蓄積されたデータの解析により感度の高い要因を洗い出し、劣化予測モデルの最適化検討等による各構造物の劣化予測を行い、耐久性能評価を支援してライフサイクルコスト(以下、「LCC」)の試算や、予算制約の下でのリニューアルの優先順位の提示、補修・補強工法の推奨を行うなど、最適な維持管理を計画的に遂行できるシステムの構築を目指している。もちろん、この完全な実装には、各種工法に関するコストや効果の評価データの蓄積、劣化予測の精度向上、構造物の性能を客観的に評価できる検査方法の開発など、課題は多い。

維持管理対象となるコンクリート構造物の数量は現在も増加を続けており、その維持管理に必要とされる費用は、それ以上のペースで増えてきている。さらに将来は、橋梁の架替えなどの更新的維持管理が重い負担となって道路管理者に押し掛かって来る。

限られた資本を有効に活用するために、維持管理のコスト縮減は、最も重要な課題の1つである。その解決には、BMSなどのLCCの最適化を最終目的としたマネジメントシステムの構築が急務となっているのである。

本研究では、コンクリート構造物の劣化、損傷に伴う補修技術とその健全度評価、維持管理における補修システムの構築に着目し、コンクリート構造物の維持管理技術を向上させることを目的とした。

以下に、本研究から得られた結果を要約するとともに、今後への課題を記して本論文の結論とする。

10.2 本論文により得られた結果

「第3章 反射波法を用いた非破壊試験の空隙調査の適用性」においては、反射波（衝撃弾性波や超音波）を用いた非破壊検査に着目し、踏掛版下およびトンネル覆工背面の空隙調査を対象に、その適用性について検討を行い、以下の結論を得た。

① 踏掛版下の空隙検査手法への適用性の評価

- ・圧電型加速度計(0.3Hz～30kHz)をセンサーとした衝撃弾性波法は、踏掛版下における空隙の有無など境界条件の相違により、反射波のスペクトルの卓越の仕方が異なることから、空隙に対する評価が可能である。
- ・AEセンサー(150kHz)をセンサーとした衝撃弾性波法も、踏掛版下の境界条件による卓越周波数の大きさと加速度波形の振幅に着目することにより、空隙の有無の推定が可能となる。
- ・チタン酸バリウム振動子(40kHz)を用いた超音波反射法の場合、超音波パルスの周波数が高いため、舗装上面からでは減衰や散乱により、踏掛版底面や空隙部の反射波を検出することは難しいことが判明した。今後、入力エネルギーや周波数の検討が必要である。

② トンネル覆工背面の空隙検査手法への適用性評価

- ・圧電型加速度計を用いた衝撃弾性波法による覆工コンクリート背面の空隙調査結果から、打撃固有スペクトルの大きさと境界部における反射による卓越周波数スペクトルとの比、

覆工厚／打撃比に基づき空隙の有無が判定可能となる有効な結果が得られている。

すなわち、覆工厚／打撃比が

0.3未満では「空隙なし」

0.4以上では「空隙あり」

0.3～0.4は「空隙の可能性あり」

この判定は、供試体および実構造物の両者において共通して確認された。

- ・ A Eセンサーを用いた衝撃弾性波法による空隙調査は、覆工部背面と吹付部背面の各境界層での卓越周波数のピークが得られており、加速度波形振幅や周波数スペクトルの卓越の大きさが異なる傾向を示すことが確認されている。しかし、空隙の有無の評価の可能性を示唆しているが、定量的な評価を行うまでには至っていない。測定システム全体の仕様の検討が必要といえる。

③ 検査方法の適用性の評価

- ・ 圧電型加速度計を用いた衝撃弾性波法は、舗装上面からの踏掛版の空隙評価やトンネル覆工背面の空隙検査手法として適用可能である。特にトンネル覆工背面の空隙調査に関しては、判定基準となる指標が提案できた。
- ・ A Eセンサーを用いた衝撃弾性波法も同様に、適用の可能性を示唆しているが定量的な評価を行うには、今後のデータの収集ならびに測定システムの改良が必要である。
- ・ 超音波反射法により舗装上面からの評価を行う場合、舗装など複数の伝播速度の異なる層間により超音波透過波形が乱れ、空隙検査手法として適用が困難である。

以上のことより、衝撃弾性波法による調査手法では、卓越周波数(スペクトル密度)の違いや加速度波形の変化から空隙検査手法として適用可能であることが確認できた。したがって、実務レベルとしてハンマを用いた“たたき点検”による検査より、コンクリートの空隙をより迅速に、かつ確実に検査できる手法として、これらの調査法の確立を図るために、さらなるデータの収集および検討・評価が必要である。

「第4章 損傷を有するPC桥梁の非破壊検査と健全度評価」においては、局所的な損傷を有するPC7径間連続箱桁橋を対象に、衝撃弾性波反射法やレーダ探査法による非破壊検査を実施し、その損傷原因や発生メカニズムを究明するとともに、補修後の耐荷力評価を目的として実施した試験車走行載荷試験結果に基づき当該桥梁の健全度評価を実施し、以下の結論を得た。

- ① コンクリート構造物の層状はく離は、一般にはレーダ探査法により検知可能であるが、狭隘な場所において衝撃弾性波法は簡易手法ながら同等の評価を得ることができた。さらに、調査の結果、詳細点検による異音範囲の確認では不明であった内部空隙を明らかにすることができた。

PC鋼棒の橋軸方向の破損等に関する健全度評価は、衝撃弾性波法により評価できる。調査の結果、損傷の発生要因がカップラの移動による割裂応力の作用であることが確認できた。なお、衝撃弾性波試験から鋼棒の破断は確認されなかった。

PC鋼棒のグラウト充填度に関する評価は、衝撃弾性波法により評価できる。

- ④ 従来から用いられている手法ではあるが、載荷試験による応力評価法は、健全性評価手法として有効である。調査の結果、試験車載荷試験結果ならびに理論解析結果からも橋梁は健全であることが確認できた。

今回の一連の調査・試験により、コンクリート外面に発生したひび割れ損傷等の内部状況を非破壊調査手法を用いて確認することが可能であることを明らかにした。

「第5章 コンクリート構造物へのウォータージェット工法の適用性評価」においては、既設コンクリート構造物へのウォータージェット工法の適用性評価を表面はつり処理およびはつり処理を対象に実施し、以下の結論を得た。

表面はつり処理においては、

- ① 表面はつり処理における新旧コンクリートの一体化において、はつり処理面の面積増加の程度に比べて処理深さの方が、付着強度に対する影響が明確である。
- ② 人力施工は、コンクリートにひび割れの発生も見られたことから、付着強度が小さく用途を限定するかWJ工法等との併用が必要と考えられる。
- ③ ブラスト工法とWJ工法は、はつり処理深さを 1mm 以上確保できた処理条件で、付着強度 1.5N/mm²を確保できる。
- ④ 新旧コンクリートの一体化を図る際には、旧コンクリートの表面から数 mm の範囲に存在するレイタンス、マイクロクラックを適切に除去することが重要である。

はつり処理においては、

- ① 性能評価試験により、はつり処理に適した WJ 工法の定量的な性能評価が可能である。
WJ 工法の要求性能を、平坦度とセレクトィビティに分類し、補修・補強の必要性能に応じた使い分けを行う手法の妥当性が確認された。
WJ 工法を用いたはつり処理は、施工機械の仕様・設定条件で、性能が大きく変化するとともに、機械を操作する技術者の技量によって左右される。
- ④ 旋回（衝突噴流）は、はつり深さ制御の性能に優れ、実構造物に適用可能である。
- ⑤ 揺動（低圧タイプ）は、平坦度およびセレクトィビティともに要求性能を満足しなかったが、ノズルの改良やアタック角を大きくするなど、機械の処理条件をさらに検討することにより、要求する性能を満足するものと判断される。

WJ 工法をコンクリート構造物の補修・補強において適用することは、更なる耐久性能の向上に向けて有効な手段であることが確認できた。特に、はつり処理技術は、WJ 工法に用いる機械の他に、技術者によっても性能が左右されることから、WJ 工法の現場適用にあたっては、事前の性能評価試験で性能の確認された施工機械と技術者の組合を特定して施工を行うことが原則となる。また、現場においては、対象構造物のはつり処理の前に、対象構造物を模した供試体などにより試験施工を実施し、条件を再設定する必要がある。

「第 6 章 床版増厚工法におけるコンクリート付着強度発現機構」においては、RC 床版上面増厚工法に用いられる 2 種類の超速硬セメントを対象に硬化メカニズムのモデル化を行なうとともに、強度レベルの異なる下地コンクリートに対して、超速硬 SF コンクリートを混練後、練置き時間を変えて打設し、下地コンクリートに対する超速硬 SF コンクリートの付着試験を行った。さらに、付着界面の分析、超速硬セメントの水和機構の解析を行い、超速硬 SF コンクリートの付着特性について考察し、以下の結論を得た。

- ① 打継ぎコンクリートの強度が下地コンクリートの強度を超える場合は、下地コンクリートの圧縮強度が高ければ高いほど付着強度は高くなり、付着引張試験では下地コンクリートが破壊する。また、下地コンクリートの強度が打継ぎコンクリートの強度を超える場合は、付着強度は打継ぎコンクリートの強度に依存し、打継ぎコンクリートの圧縮強度が高ければ高いほど、付着強度は高くなる。その場合の破壊モードは、打継ぎコンクリートと下地コンクリートの界面破壊か、打継ぎコンクリートが破壊する。
- ② 練置き時間なしの場合、打継ぎコンクリートと下地コンクリートの強度の違いにより、付着試験後の破断状態が異なる。すなわち、打継ぎコンクリートの強度が下地コンクリートよりも高ければ、下地コンクリートの材料破壊が起こり、打継ぎコンクリートよりも下地コンクリートの強度が高ければ、界面破壊が起こる。
- ③ 超速硬セメントの、混練から打設までの練置き時間が長くなると、練置き時間に比例して付着強度が低下する場合がある。これは、超速硬 SF コンクリートのスランプの経時変化の大きさに対応する。すなわち、スランプの経時変化の少ない B タイプでは、練上がり直後と練置き時間 60 分後の付着強度に差は見られないが、練置き時間 30 分以降にスランプ低下の見られる A タイプは、練置き時間 60 分後で約 2 割の付着強度の低下が見られた。したがって、超速硬 SF コンクリートは、スランプが低下する前に打ち継ぐことが望ましい。
- ④ 下地コンクリートと打継ぎコンクリートとの打継ぎ界面の SEM 観察の結果から、練置き 60 分後のコンクリートにおいて、B タイプでは、下地コンクリート中の主な水和物である C-S-H と打継ぎコンクリートから水和成長したエトリンガイト結晶が絡み合い、エトリンガイト結晶による下地コンクリートに対するアンカー効果が見られる。A タイプでは、打継ぎ界面付近のエトリンガイト生成量はあるが、下地コンクリート内部への成長が認められない。
- ⑤ セメントペーストの水和過程の分析より、B タイプは、可使時間終了までエトリンガイトの生成が見られないのに対して、A タイプは、注水直後から急激な発熱反応があり、可使時間終了以前にエトリンガイトの顕著な生成が認められる。このエトリンガイトの生成が、スランプの経時変化および練置き時間 60 分後の付着強度低下に影響を及ぼしていると思われる。

「第 7 章 RC 床版補強工法におけるセメント系充填材の選定」においては、RC 床版の

補強工法の一つである剛性補強鋼板補強を対象に鋼板と既設床版コンクリートの間隙20mmに充填するセメント系充填材を対象に、STEP-1～3の評価試験を行い、セメント系注入材の実施工での可能性について検討を加え、以下の結論を得た。

(1) 材料関係

- ① 評価の結果、セメント系無収縮グラウト材とポリマーセメント系プレパックドコンクリート結合材が、各々1種類ずつ残った。材料的には、若干の改良余地は残っているが、要求性能は満足しており、セメント系の充填材としての採用について問題がないことが判明した。
- ② 大部分の材料において温度変化(特に低温時)に対する流動性の変動が大きかったため、施工時の気温(温度)に対する流動性の管理基準および温度管理に着目した施工方法のマニュアル化が必要である。また、今後、感温性のより鈍い材料の選定や添加剤による改良の検討が必要となる。
- ③ 充填材に混入している粉末エマルジョンは溶けにくく、泡や材料分離の原因となりうる。そのため、充填性や接着性をより向上させるために当初より液化して混入するなどの改良が必要である。

(2) 施工

- ① 注入孔・吐き出し孔付近での付着力の差の解消として、充填材に一定の圧力が加わるように注入位置、エア抜きパイプの配置を適切にする必要がある。
- ② 床版面に縦断方向・横断方向の複合された勾配がある場合、エア抜きパイプより流出する充填材の閉栓時期により空洞・ひび割れなどの欠陥の生じる可能性がある。これらの欠陥をなくすためには排出ロス量の設定および閉栓時の判断基準などの作成が必要である。

(3) 使用機械

- ① 実際の施工では大量のグラウトを現場作業で行う必要のあることから、練り混ぜ機は注入ポンプの吐出量の大きな能力を持った機種を選定が必要である。
- ② 注入ポンプは、スクィーズ式とスネーク式が一般的に使用されているが、吐出量・圧力および最終のわずかな吐出量の制御ができる機種は現在ないため、目的に合う機種の開発を行う必要がある。

(4) 充填の確認方法

施工時に、一般に採用されている木製ハンマによるたたき点検で充填状況を確認したところ、鋼板下面の一般部については確認できたが、補強部材の複雑な部位では確認が困難であった。また、モルタル硬化完了後の充填状況の確認については、弾性波を用いた非破壊検査手法が有効である結果を得た。

「第8章 橋脚の耐震補強(鋼板巻立て)におけるセメント系充填材の評価」においては、既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法の1つとして採用されている鋼板巻立て工法を対象に、橋脚面と巻立て鋼板の間隙に注入するセメント系充填材の要求性能を明らかにすると

ともに選定した充填材の評価を実施し、以下の結論を得た。

(1) 材料について

- ① セメント系充填材の圧縮強度・単位体積重量などの基礎物性値は、充填高さの違いにより多少の差はあるものの有意差は見られなかった。すなわち、一般的な橋脚のコンクリート強度（ 24N/mm^2 を想定）以上に達しており、特に問題はない。
特徴としては、圧縮強度が、上部では、練り混ぜ時に採取したモールド供試体の値を少し下回るものも見られたが、下部は、加圧効果により強度も大きくなる傾向を示した。
- ② 橋脚躯体コンクリート面を想定した試験で、間隙を 10mm と 30mm に変化させ施工したが、コンシステンシの設定により打ちあがり状態は、ほぼレベルであり流動性は良く、凝結終了時間および反応熱も特に問題はない。
なお、ブリーディングや、粘性の温度依存性、硬化時に生ずる体積変化は、あらかじめ試験により確認・評価しておく必要がある。
- ③ ポリマーの添加量など成分によって生じる差は、物性値の安定性・付着力および反応熱などであるが、鋼板巻立て工法での充填材としては、両材料とも問題はない。
- ④ 一般に付着性の向上および吸水対策として鋼板面・コンクリート面にプライマを塗布しているが、プライマがエマルジョンのため鋼板に塗布後浮き錆状態となる場合がある。よって、ショットブラスト直後の接着剤塗布が付着力向上のためには望ましい。なお、塗布量が多くなるとプライマが薄層を形成する状況が観察され、これを原因とした付着力の低下が懸念されるため、プライマの必要性の評価を含め、適切な塗布量の設定が必要であると思われる。

(2) 施工について

- ① 本研究の結果では、注入法・ロート法の施工方法により充填時間に差を生じたが、ロート法の実施工では縦シュートの材料、注入速度の改良などにより、同等程度の施工が可能であると考えられる。
- ② 従来、型枠間隔が狭い場所に打設する場合、コンクリート側圧はコンクリート標準示方書等において低減できることとなっているが、施工材料・速度によっては、側圧は「材料重量×高さ」となるため支保工の設計には実状をふまえた検討が望まれる。また、充填材の粘性を踏まえた最適な施工速度の検討（管理）が必要である。
- ③ 側圧では差がないものの、鋼板応力値では、注入法での応力値がロート法と比較して $30\sim 45\%$ 大きくなっている。したがって、施工に伴う支保工、施工機材の準備などを考慮するとロート法の方が注入法より経済的にも有利であると考えられる。

(3) 構造について

- ① 構造上、鋼板に応力・たわみが残るため、補強鋼板の板厚に応じて、スペーサ兼用のアンカーボルトの径および配置を決定する必要がある。
- ② 試験結果より、鋼板に最大 160N/mm^2 程度の引張応力が入っているが、充填材の膨張特性からみて、長期における付着力は問題がないものと考えられる。

- ③ 発生している応力・変形から見て、鋼板は4点支持型のスラブとなるため、鋼板の固定にはスペーサ兼用のアンカーボルトの性能評価およびその配置が最も重要となる。
- ④ 補強対象橋脚躯体の出来形精度(許容誤差も含める)から判断して、充填厚は20～30mmが適当であるとする。

(4) 経済性

エポキシ樹脂とセメントモルタルは、約10倍以上の単価差があるため、本研究成果を用いた「設計と施工」の経済性は十分あると考える。

「第9章 コンクリート構造物の塗装系防食材の評価手法」においては、塩害で損傷を生じたコンクリート橋脚を対象にひび割れ追従性等、塗装系防食材の要求性能を明示し、各防食材の評価を実施した。追跡調査の結果、防食材の設計・評価方法に問題があることが明らかになり新たな評価試験を実施し、以下の結論を得た。

- ① 今までの試験体の作成および養生条件は、温度20℃湿度65%の環境で塗装後28日間養生していた。従来の28日養生後および促進試験20サイクル後の内部応力の測定結果より、温度20℃湿度65%の環境28日養生した試験体は、塗膜硬化の進行が十分でない試験体も見受けられることが判明した。
これは、塗料系材料の特性・実態を踏まえていなかったためである。
よって、今後28日養生にとらわれず正しく評価できる、材料に合った養生条件および期間を決定する必要がある。
- ② 防食材の内部応力の測定方法は、試験体（燐青銅板に塗装したもの）のひずみ量から算出する方法が有効で、初期の塗膜の硬化状況が評価できる。
- ③ 試験体の作成条件により、付着性が大きく異なる結果となった。実施工環境に近いと思われる結露環境で作成した試験体が、今回行った3種類の付着試験全てにおいて劣っていたことから、実態を踏まえた試験体の作成条件の見直し・検討が必要である。
- ④ 防食材の付着性の促進試験としては、水没と赤外線加熱によるサイクル試験が有効である。
- ⑤ 塗膜の劣化を評価するにあたり、その硬化状況を判断する手法として、微小硬度測定器による粘弾性特性の変化から判断する方法が有効である。
- ⑥ 付着試験方法として3種類について検討を加えたが、測定値に影響する要因がそれぞれ異なり、測定結果に相関性が認められない。よって今後、この3種類の試験方法のメカニズムを明らかにするとともに、使用実態を踏まえた付着性評価方法を検討することが必要である。
- ⑦ 防食材の付着強さについては、対象構造物が保持される値以上であれば良いと考える。一方、塗膜のふくれと付着強さの関係から樹脂系の材料では1.45N/mm²以上、見かけの剥離強さは1.47N/mm以上が必要である。
- ⑧ 防食材の能力を十分に発揮させるためには、施工時の禁止条件(下地調整・表面水分・結露環境・湿度等)を明確にしておく必要がある。

本論文は、コンクリート構造物を対象に、その健全度評価と補修システムの構築を目的と

して実施した一連の研究成果をまとめたものである。

現状ではまだ不十分なものの、コンクリート構造物の維持管理をどのように行なうのかという基本意識がなければ、最適な時期に、最適な方法で適用し、最良の効果を得ることが出来ないと考える。今後、コンクリート構造物の維持管理を含めて、どのような将来像を期待し、時間の経過とともにコンクリート構造物をどのように挙動させるのか、という構造物としてのシナリオをデザインするための基本的な思想がまとめられることを期待する。